Ente Nazionale per l'Aviazione Civile

AEROPORTO CIVILE DI LAMEZIA TERME (CZ)

LOTTO L1 - Sviluppo aerostazione passeggeri
CUP: H84G22000030009
LOTTO L2 - Interventi per la security e la digitalizzazione
CUP: H86I22000390002
LOTTO L6 - Potenziamento delle reti di sottoservizi e impianti tecnologici
CUP: H84G22000060009

PROGETTO ESECUTIVO

LOTTI L1, L2, L6

RELAZIONE GEOTECNICA

GRUPPO DI PROGETTAZIONE Raggruppamento Temporaneo di Professionisti		
	Direttore Tecnico e Responsabile integrazione prestazioni specialistiche: ing. Filippo Busola Geologia: dott. Emanuele Fresia Progettazione idraulica: ing. Alessandro Cacciatori Project Manager: ing. Emanuela Perina CSP: arch. Elisabeth Foroni	Direttore Tecnico: ing. Giambattista Parietti Progettazione Specialistica Impianti: ing. Marco Bergami ing. Daniele Togni ing. Enrico Facchinetti
Direttore tecnico: ing. Aeronautico Carlos Berenguer López Responsabile sistemi di trasporto: ing. Pedro Tena Calderón	Direttore tecnico: arch. Emanuela Valle Progettazione architettonica: arch. Maria Camilla Valle arch. Leonardo Giovannozzi	Direttore tecnico e progettazione strutturale: ing. Gianluca Vallerini Coordinatore progettazione strutture: ing. Matteo Pagnozzi

CODICE ELABORATO								REVISIONE		
Fase	Lotto	Ambito	Disciplina	Tipo	Numero	Rev	Scala	Id.	Data	Descrizione
E	LL	00	GEO	RE	02	B		A	FEBBRAIO 2025	Emissione
								B	GIUGNO 2025	Recepimento indicazioni Ente di Verifica
								C		
								D		
NOME FILE: AI015P-E-LL-00-GEO-RE-02-B								REDAZIONE:		Rif. Ing. E. Perina Technital S.p.A.

Visto del Committente: **Società Aeroportuale Calabrese S.p.A.**		
INTERVENTO FACENTE PARTE DEL Contratto Istituzionale di Sviluppo "CIS VOLARE"	IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: ing. Ferdinando Saracco	IL POST HOLDER DI AREA: OPERATIONAL SERVICES MANAGER: Emilio Parrilla PASSENGER EXPERIENCE MANAGER: Sabrina Mileto PH PROGETTAZIONE: Ferdinando Saracco
Approvazione **ENAC:**		

INDICE

Indice I

Indice delle figure IV

Indice delle tabelle XIII

1 Oggetto 1

2 Inquadramento geologico 4

3 Caratterizzazione geotecnica 6

3.1 Campagne di indagine 6

3.1.1 Campagna di indagine 2012 8

3.1.2 Campagna di indagine 2023 22

3.1.3 Campagna di indagine 2024 28

3.2 Modello geologico 44

3.3 Modello geotecnico 57

4 Analisi di suscettibilità alla liquefazione 58

4.1 Prescrizioni normative 58

4.2 Metodo di verifica 58

4.3 Risultati della verifica a liquefazione 61

4.3.1 Sismicità dell'area di progetto 61

4.3.2 Indagini analizzate 63

4.3.3 Risultati della verifica 64

5 FONDAZIONI 72

5.1 Carico limite dei pali 72

5.1.1 Calcolo del carico limite verticale 72

5.1.2 Calcolo del carico limite orizzontale 78

5.1.3 Risultati 81

5.2 Terminal partenze 82
5.2.1 Soluzione progettuale 82
5.2.2 Verifica in condizioni statiche 85
5.2.3 Verifica in condizioni sismiche 88
5.3 Pensiline air-side 89
5.3.1 Soluzione progettuale 89
5.3.2 Verifica in condizioni statiche 91
5.3.3 Verifica in condizioni sismiche 92
5.4 Cerniera pensiline air-side 93
5.4.1 Soluzione progettuale 93
5.4.2 Verifica in condizioni statiche 95
5.4.3 Verifica in condizioni sismiche 96
5.5 Torri dissipative 97
5.5.1 Soluzione progettuale 97
5.5.2 Verifica in condizioni statiche 98
5.5.3 Verifica in condizioni sismiche 99
5.6 Pensilina land-side 103
5.6.2 Verifica in condizioni statiche 103
5.6.3 Verifica in condizioni sismiche 107
5.7 Polo tecnologico – copertura caroselli BHS 109
5.7.1 Soluzione progettuale 109
5.7.2 Verifica in condizioni statiche 109
5.7.3 Verifica in condizioni sismiche 111
5.8 Polo tecnologico – centrale tecnologica 113
5.8.1 Soluzione progettuale 113
5.8.2 Verifica in condizioni statiche 113

5.8.3 Verifica in condizioni sismiche 115

6 Costanti elastiche per le analisi strutturali dei pali e delle travi di fondazione 116

6.1 Costante elastica verticale per le travi rovesce 116

6.2 Costante elastica verticale per i pali 116

6.3 Costante elastica orizzontale per i pali 116

6.3.1 Terminal partenze 117

6.3.2 Tettoie air-side 118

6.3.3 Torri dissipative 119

7 Riferimenti bibliografici 120

Allegato A Cedimenti indotti dalla liquefazione

Allegato B Calcoli di verifica dei pali di fondazione

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1-1 Vista satellitare dell'area aeroportuale di Lamezia. 1

Figura 1-2 Planimetria dell'area aeroportuale con indicazione dei fabbricati. 2

Figura 2-1 Carta geologica di Lamezia Terme (l'area dell'aerostazione è cerchiata in rosso). 5

Figura 3-1 Vista satellitare con ubicazione di tutte le indagini disponibili. Colore blu pregresse. Colore rosso eseguite nel 2024.Campagna di indagine 2005. 6

Figura 3-2 Vista satellitare dell'area aeroportuale con indicazione dei sondaggi eseguiti durante la campagna d'indagine del 2005. 7

Figura 3-3 Vista satellitare dell'area aeroportuale con indicazione dei sondaggi eseguiti durante la campagna d'indagine del 2012. 8

Figura 3-4 Risultati delle prove SPT condotte durante la campagna d'indagine del 2012 in termini di densità relativa in funzione della tensione verticale efficace agente alla profondità di prova (Gibbs and Holtz, 1957). 11

Figura 3-5 Risultati delle prove SPT condotte durante la campagna d'indagine del 2012 in termini di densità relativa in funzione della profondità. 11

Figura 3-6 Risultati delle prove SPT condotte durante la campagna d'indagine del 2012 in termini di angolo d'attrito espresso in funzione della densità relativa (Schmertmann, 1977). 11

Figura 3-7 Profilo della resistenza alla punta relativo alla prova CPT1 condotta durante la campagna d'indagine 2012. 13

Figura 3-8 Profilo della resistenza laterale relativo alla prova CPT1 condotta durante la campagna d'indagine 2012. 13

Figura 3-9 Profilo dell'indice di comportamento relativo alla prova CPT1 condotta durante la campagna d'indagine 2012. 13

Figura 3-10 Risultati della prova CPT1 (campagna d'indagine 2012) riportati sull'abaco di Bowles (1996) per la stima della densità relativa. 13

Figura 3-11 Profilo della resistenza alla punta relativo alla prova CPT2 condotta durante la campagna d'indagine 2012. 15

Figura 3-12 Profilo della resistenza laterale relativo alla prova CPT2 condotta durante la campagna d'indagine 2012. 15

Figura 3-13 Profilo dell'indice di comportamento relativo alla prova CPT2 condotta durante la campagna d'indagine 2012. 16

Figura 3-14 Risultati della prova CPT2 (campagna d'indagine 2012) riportati sull'abaco di Bowles (1996) per la stima della densità relativa.....16

Figura 3-15 Valori del peso specifico naturale misurati mediante prove di laboratorio (campagna d'indagine 2012) in funzione della profondità. 19

Figura 3-16 Valori di porosità misurati mediante prove di laboratorio (campagna d'indagine 2012) in funzione della profondità.....19

Figura 3-17 Valori di coesione misurati mediante prove di taglio diretto (campagna d'indagine 2012) in funzione della profondità.....19

Figura 3-18 Valori dell'angolo d'attrito misurati mediante prove di taglio diretto (campagna d'indagine 2012) in funzione della profondità. 20

Figura 3-19 Composizione granulometrica dei campioni indisturbati prelevati durante la campagna d'indagine 2012.....20

Figura 3-20 Campo della velocità di propagazione delle onde volumetriche di compressione V_p risultante dello stendimento sismico a rifrazione eseguito durante la campagna d'indagine 2012.21

Figura 3-21 Profilo delle Vs con la profondità derivante dalla prova down-hole DH1 eseguita durante la campagna d'indagine 2012. 22

Figura 3-22 Profilo delle Vs con la profondità derivante dalla prova down-hole DH2 eseguita durante la campagna d'indagine 2012. 22

Figura 3-23 Vista satellitare dell'area aeroportuale con indicazione dei sondaggi eseguiti durante la campagna d'indagine del 2013. 23

Figura 3-24 Risultati delle prove SPT condotte durante la campagna d'indagine del 2023 in termini di densità relativa in funzione della tensione verticale efficace agente alla profondità di prova (Gibbs and Holtz, 1957). 25

Figura 3-25 Risultati delle prove SPT condotte durante la campagna d'indagine del 2023 in termini di densità relativa in funzione della profondità.....25

Figura 3-26 Risultati delle prove SPT condotte durante la campagna d'indagine del 2023 in termini di angolo d'attrito espresso in funzione della densità relativa (Schmertmann, 1977). 25

Figura 3-27 Valori del peso specifico naturale misurati mediante prove di laboratorio (campagna d'indagine 2012) in funzione della profondità. 26

Figura 3-28 Valori di porosità misurati mediante prove di laboratorio (campagna d'indagine 2012) in funzione della profondità.....26

Figura 3-29 Valori di coesione misurati mediante prove di taglio diretto (campagna d'indagine 2012)

in funzione della profondità. 26

Figura 3-30 Valori dell'angolo d'attrito misurati mediante prove di taglio diretto (campagna d'indagine 2012) in funzione della profondità. 27

Figura 3-31 Composizione granulometrica dei campioni indisturbati prelevati durante la campagna d'indagine 2023. 27

Figura 3-32 Andamento della velocità di propagazione delle onde volumetriche di taglio con la profondità misurato mediante la prova MASW eseguita durante la campagna d'indagine 2023. 28

Figura 3-33 Andamento della velocità di propagazione delle onde volumetriche di taglio con la profondità misurato mediante inversione della prova HVSR eseguita durante la campagna d'indagine 2023. 28

Figura 3-34 Vista satellitare dell'area aeroportuale con indicazione dei sondaggi eseguiti durante la campagna d'indagine del 2024. 29

Figura 3-35 Risultati delle prove SPT condotte durante la campagna d'indagine del 2024 in termini di densità relativa in funzione della tensione verticale efficace agente alla profondità di prova (Gibbs and Holtz, 1957). 31

Figura 3-36 Risultati delle prove SPT condotte durante la campagna d'indagine del 2024 in termini di densità relativa in funzione della profondità. 31

Figura 3-37 Risultati delle prove SPT condotte durante la campagna d'indagine del 2024 in termini di angolo d'attrito espresso in funzione della densità relativa (Schmertmann, 1977). 31

Figura 3-38 Profilo della resistenza alla punta relativo alla prova CPTu1 condotta durante la campagna d'indagine 2024. 32

Figura 3-39 Profilo della resistenza laterale relativo alla prova CPTu1 condotta durante la campagna d'indagine 2024. 32

Figura 3-40 Profilo della pressione neutra relativo alla prova CPTu1 condotta durante la campagna d'indagine 2024. 32

Figura 3-41 Profilo dell'indice di comportamento relativo alla prova CPTu1 condotta durante la campagna d'indagine 2024. 32

Figura 3-42 Risultati della prova CPTu1 (campagna d'indagine 2024) riportati sull'abaco di Bowles (1996) per la stima della densità relativa. 32

Figura 3-43 Profilo della resistenza alla punta relativo alla prova CPTu2 condotta durante la campagna d'indagine 2024. 33

Figura 3-44 Profilo della resistenza laterale relativo alla prova CPTu2 condotta durante la campagna

d'indagine 2024.....33

Figura 3-45 Profilo della pressione neutra relativo alla prova CPTu2 condotta durante la campagna d'indagine 2024.....33

Figura 3-46 Profilo dell'indice di comportamento relativo alla prova CPTu2 condotta durante la campagna d'indagine 2024.....33

Figura 3-47 Risultati della prova CPTu2 (campagna d'indagine 2024) riportati sull'abaco di Bowles (1996) per la stima della densità relativa.....33

Figura 3-48 Profilo della resistenza alla punta relativo alla prova CPTu2bis condotta durante la campagna d'indagine 2024.....34

Figura 3-49 Profilo della resistenza laterale relativo alla prova CPTu2bis condotta durante la campagna d'indagine 2024.....34

Figura 3-50 Profilo della pressione neutra relativo alla prova CPTu2bis condotta durante la campagna d'indagine 2024.....34

Figura 3-51 Profilo dell'indice di comportamento relativo alla prova CPTu2bis condotta durante la campagna d'indagine 2024.....34

Figura 3-52 Risultati della prova CPTu2bis (campagna d'indagine 2024) riportati sull'abaco di Bowles (1996) per la stima della densità relativa.....34

Figura 3-53 Profilo della resistenza alla punta relativo alla prova CPTu3 condotta durante la campagna d'indagine 2024.....35

Figura 3-54 Profilo della resistenza laterale relativo alla prova CPTu3 condotta durante la campagna d'indagine 2024.....35

Figura 3-55 Profilo della pressione neutra relativo alla prova CPTu3 condotta durante la campagna d'indagine 2024.....35

Figura 3-56 Profilo dell'indice di comportamento relativo alla prova CPTu3 condotta durante la campagna d'indagine 2024.....35

Figura 3-57 Risultati della prova CPTu3 (campagna d'indagine 2024) riportati sull'abaco di Bowles (1996) per la stima della densità relativa.....35

Figura 3-58 Profilo della resistenza alla punta relativo alla prova CPTu4 condotta durante la campagna d'indagine 2024.....36

Figura 3-59 Profilo della resistenza laterale relativo alla prova CPTu4 condotta durante la campagna d'indagine 2024.....36

Figura 3-60 Profilo della pressione neutra relativo alla prova CPTu4 condotta durante la campagna d'indagine 2024.....36

Figura 3-61 Profilo dell'indice di comportamento relativo alla prova CPTu4 condotta durante la campagna d'indagine 2024.....36

Figura 3-62 Risultati della prova CPTu4 (campagna d'indagine 2024) riportati sull'abaco di Bowles (1996) per la stima della densità relativa.....36

Figura 3-63 Profilo della resistenza alla punta relativo alla prova CPTu5 condotta durante la campagna d'indagine 2024.....37

Figura 3-64 Profilo della resistenza laterale relativo alla prova CPTu5 condotta durante la campagna d'indagine 2024.....37

Figura 3-65 Profilo della pressione neutra relativo alla prova CPTu5 condotta durante la campagna d'indagine 2024.....37

Figura 3-66 Profilo dell'indice di comportamento relativo alla prova CPTu5 condotta durante la campagna d'indagine 2024.....37

Figura 3-67 Risultati della prova CPTu5 (campagna d'indagine 2024) riportati sull'abaco di Bowles (1996) per la stima della densità relativa.....37

Figura 3-68 Profilo della resistenza alla punta relativo alla prova CPTu6 condotta durante la campagna d'indagine 2024.....38

Figura 3-69 Profilo della resistenza laterale relativo alla prova CPTu6 condotta durante la campagna d'indagine 2024.....38

Figura 3-70 Profilo della pressione neutra relativo alla prova CPTu6 condotta durante la campagna d'indagine 2024.....38

Figura 3-71 Profilo dell'indice di comportamento relativo alla prova CPTu6 condotta durante la campagna d'indagine 2024.....38

Figura 3-72 Risultati della prova CPTu6 (campagna d'indagine 2024) riportati sull'abaco di Bowles (1996) per la stima della densità relativa.....38

Figura 3-73 Profilo della resistenza alla punta relativo alla prova CPTu7 condotta durante la campagna d'indagine 2024.....39

Figura 3-74 Profilo della resistenza laterale relativo alla prova CPTu7 condotta durante la campagna d'indagine 2024.....39

Figura 3-75 Profilo della pressione neutra relativo alla prova CPTu7 condotta durante la campagna d'indagine 2024.....39

Figura 3-76 Profilo dell'indice di comportamento relativo alla prova CPTu7 condotta durante la campagna d'indagine 2024. 39

Figura 3-77 Risultati della prova CPTu7 (campagna d'indagine 2024) riportati sull'abaco di Bowles (1996) per la stima della densità relativa 39

Figura 3-78 Profilo della resistenza alla punta relativo alla prova CPTu8 condotta durante la campagna d'indagine 2024. 40

Figura 3-79 Profilo della resistenza laterale relativo alla prova CPTu8 condotta durante la campagna d'indagine 2024 40

Figura 3-80 Profilo della pressione neutra relativo alla prova CPTu8 condotta durante la campagna d'indagine 2024 40

Figura 3-81 Profilo dell'indice di comportamento relativo alla prova CPTu8 condotta durante la campagna d'indagine 2024. 40

Figura 3-82 Risultati della prova CPTu8 (campagna d'indagine 2024) riportati sull'abaco di Bowles (1996) per la stima della densità relativa 40

Figura 3-83 profilo dell'angolo d'attrito risultante dall'analisi delle prove CPTu condotte nell'ambito della campagna d'indagine 2024. 41

Figura 3-84 profilo della coesione non drenata risultante dall'analisi delle prove CPTu condotte nell'ambito della campagna d'indagine 2024. 41

Figura 3-85 Valori del peso specifico naturale misurati mediante prove di laboratorio (campagna d'indagine 2024) in funzione della profondità. 43

Figura 3-86 Valori di porosità misurati mediante prove di laboratorio (campagna d'indagine 2024) in funzione della profondità 43

Figura 3-87 Valori di coesione misurati mediante prove di taglio diretto (campagna d'indagine 2024) in funzione della profondità 43

Figura 3-88 Valori dell'angolo d'attrito misurati mediante prove di taglio diretto (campagna d'indagine 2024) in funzione della profondità. 43

Figura 3-89 Composizione granulometrica dei campioni indisturbati prelevati durante la campagna d'indagine 2024 43

Figura 3-90 Andamento della velocità di propagazione delle onde volumetriche di taglio con la profondità misurato mediante la prova MASW01 eseguita durante la campagna d'indagine 2024. 44

Figura 3-91 Andamento della velocità di propagazione delle onde volumetriche di taglio con la

profondità misurato mediante la prova MASW02 eseguita durante la campagna d'indagine 2024. 44

Figura 3-92 Andamento della velocità di propagazione delle onde volumetriche di taglio con la profondità misurato mediante la prova MASW03 eseguita durante la campagna d'indagine 2024. 44

Figura 3-93 Vista assonometrica del modello 3D di sottosuolo con indicazione dei manufatti in superficie. 44

Figura 3-94 Vista planimetrica dell'area aeroportuale con indicazione delle sezioni. 46

Figura 3-95 Sezione trasversale ai fabbricati 1-1'. 47

Figura 3-96 Sezione trasversale ai fabbricati 2-2'. 48

Figura 3-97 Sezione trasversale ai fabbricati 3-3'. 49

Figura 3-98 Sezione trasversale ai fabbricati 4-4'. 50

Figura 3-99 Sezione trasversale ai fabbricati 5-5'. 51

Figura 3-100 Sezione trasversale ai fabbricati 6-6'. 52

Figura 3-101 Sezione trasversale ai fabbricati 7-7'. 53

Figura 3-102 Sezione longitudinale ai fabbricati A-A'. 54

Figura 3-103 Sezione longitudinale ai fabbricati B-B'. 55

Figura 3-104 Sezione longitudinale ai fabbricati C-C'. 56

Figura 3-105 Schematizzazione geometrica del sottosuolo con indicazione degli spessori degli strati e profondità della falda. 57

Figura 4-1 – a) Fusi granulometrici di terreni suscettibili da liquefazione Uc<3.5; b) Fusi granulometrici di terreni suscettibili da liquefazione Uc>3.5. 58

Figura 4-2 – Correlazione tra la categoria di terreno e l'indice Ic (modificato da Robertson, 1990 e Robertson, 2009) 59

Figura 4-3 – Parametri sismici https://geoapp.eu/parametrisismici2018/. 62

Figura 4-4 – Modello di pericolosità sismica (INGV) della area di progetto. 63

Figura 4-5 – Disaggregazione della pericolosità sismica (INGV). 63

Figura 4-6 Verifica a liquefazione prova CPT1 (2012): a) resistenza alla punta qc, b) resistenza laterale

fs, c) indice Ic, d) Fattore di sicurezza Fs. 65

Figura 4-7 Verifica a liquefazione prova CPT2 (2012): a) resistenza alla punta qc, b) resistenza laterale fs, c) indice Ic, d) Fattore di sicurezza Fs. 66

Figura 4-8 Verifica a liquefazione prova CPTU1 (2024): a) resistenza alla punta qc, b) resistenza laterale fs, c) indice Ic, d) Fattore di sicurezza Fs. 67

Figura 4-9 Verifica a liquefazione prova CPTU3 (2024): a) resistenza alla punta qc, b) resistenza laterale fs, c) indice Ic, d) Fattore di sicurezza Fs. 68

Figura 4-10 Verifica a liquefazione prova CPTU4 (2024): a) resistenza alla punta qc, b) resistenza laterale fs, c) indice Ic, d) Fattore di sicurezza Fs. 69

Figura 4-11 Verifica a liquefazione prova CPTU8 (2024): a) resistenza alla punta qc, b) resistenza laterale fs, c) indice Ic, d) Fattore di sicurezza Fs. 70

Figura 5-1 Meccanismi di resistenza agenti alla punta e lungo il fusto per un palo caricato assialmente a compressione. 73

Figura 5-2 Andamenti qualitativi della resistenza alla punta, laterale e totale per pali infissi di piccolo diametro (a), trivellati di piccolo diametro (b) e trivellati di grande diametro (c). 75

Figura 5-3 Abaco di Berezantzev (1965 per la valutazione del fattore di capacità portante N^*_q per pali di grande diametro. 76

Figura 5-4 Interazione palo terreno secondo la teoria di Broms (1964). 78

Figura 5-5 Comportamento rigido-perfettamente plastico del palo e del terreno. 78

Figura 5-6 Resistenza limite del terreno. 79

Figura 5-7 Meccanismo di “palo corto” (a), “palo intermedio” (b) e “palo lungo” (c) per pali impediti di ruotare in testa in terreni coesivi. 80

Figura 5-8 Meccanismo di “palo corto” (a), “palo intermedio” (b) e “palo lungo” (c) per pali impediti di ruotare in testa in terreni incoerenti. 80

Figura 5-9 Vista tridimensionale del terminal partenze. 82

Figura 5-10 Relazione tra il cedimento massimo ed il massimo valore atteso della distorsione angolare (Viggiani 1999). 86

Figura 5-11 Vista tridimensionale di una delle due tettoie air-side gemelle. 89

Figura 5-12 Vista tridimensionale della struttura cerniera delle pensiline air-side. 93

Figura 5-13 Sezione costruttiva delle torri dissipative. 97

Figura 5-14 Geometria della Fondazione su pali prevista per le torri dissipative. 98

Figura 5-15 Vista tridimensionale della tettoia land-side. 103

Figura 5-16 Schema geometrico della fondazione. 103

Figura 5-17 Schema di rottura generale per il calcolo della capacità portante della fondazione alla Terzaghi (1943). 104

Figura 5-18 Funzione di forma della deformazione verticale di Schmertmann (1978). 106

Figura 5-19 Funzione di forma della deformazione verticale per la fondazione della tettoia land-side. 107

Figura 5-20 Profili della resistenza alla punta delle CPTu1, CPTu8 e della CPT1_2012 con la profondità e corrispondente profilo medio. 107

Figura 5-21 Pianta del corpo di fabbrica BHS. 109

Figura 5-22 Funzione di forma della deformazione verticale per la fondazione del corpo di fabbrica BHS. 111

Figura 5-23 Profili della resistenza alla punta delle CPTu5 e CPTu5 con la profondità e corrispondente profilo medio. 111

Figura 5-24 Pianta della centrale tecnologica. 113

Figura 5-25 Funzione di forma della deformazione verticale per la fondazione del polo tecnologico. 114

Figura 5-26 Profili della resistenza alla punta delle CPTu5 e CPTu5 con la profondità e corrispondente profilo medio. 114

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 3-1 Sondaggi e prove in foro eseguite durante la campagna Geoconsol 2012. 9

Tabella 3-2 Campagna anno 2012. Prove Lefranc. 9

Tabella 3-3 Risultati delle prove SPT eseguite durante la campagna d'indagine 2012. 10

Tabella 3-4 Stratigrafia dedotta dalla prova CPT1 della campagna 2012 con corrispondenti parametri di resistenza. 12

Tabella 3-5 Stratigrafia dedotta dalla prova CPT2 della campagna 2012 con corrispondenti parametri di resistenza. 17

Tabella 3-6 Risultati delle prove di laboratorio eseguite nell'ambito della campagna d'indagine Geoconsol 2012. 18

Tabella 3-7 Sondaggi e prove in foro eseguite durante la campagna C.I.G.I.T. 2023. 23

Tabella 3-8 Risultati delle prove SPT eseguite durante la campagna d'indagine 2023. 24

Tabella 3-9 Risultati delle prove di laboratorio eseguite nell'ambito della campagna d'indagine C.I.G.I.T. 2023. 24

Tabella 3-10 Stratigrafie dedotte dai quattro sondaggi a carotaggio continuo della campagna 2024. 29

Tabella 3-11 Risultati delle prove SPT eseguite durante la campagna d'indagine 2024. 30

Tabella 3-12 Risultati delle prove di laboratorio eseguite nell'ambito della campagna d'indagine 2024 42

Tabella 3-13 Parametri caratteristici dei terreni 57

Tabella 4-1 Dati di input di progetto. 61

Tabella 4-2: Elenco delle indagini analizzate ai fini della verifica a liquefazione 63

Tabella 4-3: Classi di rischio a liquefazione (Sonmez, 2003) 71

Tabella 4-4: Potenziale a liquefazione delle prove CPT e CPTU analizzate 71

Tabella 5-1Valori di alfa per la stima della resistenza laterale dei pali in condizione non drenata. . 73

Tabella 5-2 coefficiente di spinta e tangente dell'angolo d'attrito all'interfaccia palo-terreno per differenti stati di addensamento del terreno e tecnologie esecutive del palo. 73

Tabella 5-3 Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei

pali (Tab. 6.4.II delle NTC). 76

Tabella 5-4 Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (Tab. 6.4.IV delle NTC) 76

Tabella 5-5Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali (Tab. 6.4.VI delle NTC). 79

Tabella 5-6 Valori di progetto della resistenza dei pali in condizione sismica..... 81

Tabella 5-7 Valori di progetto della resistenza dei pali in condizione statica di breve termine..... 81

Tabella 5-8 Valori di progetto della resistenza dei pali in condizione statica di lungo termine..... 81

Tabella 5-9 Armatura longitudinale dei pali di fondazione del terminal partenze. 84

Tabella 5-10 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi verticali in condizione statica. Terminal partenze..... 85

Tabella 5-11 Cedimenti dei singoli gruppi di pali del terminal partenze in condizione di esercizio. 87

Tabella 5-12 Distorsioni angolari calcolate per i singoli gruppi di pali del terminal partenze in condizione di esercizio. 87

Tabella 5-13 Verifiche geotecniche dei singoli pali di fondazione ϕ800 del terminal partenze. 88

Tabella 5-14 Armatura longitudinale dei pali di fondazione delle tettoie air-side. 90

Tabella 5-15 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi verticali in condizione statica. Tettoia air-side. 91

Tabella 5-16 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi orizzontali in condizione statica. Tettoia air-side. 91

Tabella 5-17 Cedimenti calcolati per i singoli pali e confronto tra il valore di progetto dell'azione, ovvero la distorsione angolare massima ed il corrispondente valore limite per la verifica SLE. Tettoia air-side..... 91

Tabella 5-18 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi verticali in condizione sismica. Tettoia air-side. 92

Tabella 5-19 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi orizzontali in condizione sismica. Tettoia air-side. 92

Tabella 5-20 Armatura longitudinale dei pali di fondazione delle tettoie air-side. 94

Tabella 5-21 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi verticali in condizione statica. Tettoia air-side. 95

Tabella 5-22 Cedimenti calcolati per i singoli pali e confronto tra il valore di progetto dell'azione, ovvero la distorsione angolare massima ed il corrispondente valore limite per la verifica SLE. Tettoia air-side. 95

Tabella 5-23 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi verticali in condizione sismica. Tettoia air-side. 96

Tabella 5-24 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi orizzontali in condizione sismica. Tettoia air-side. 96

Tabella 5-25 Armatura longitudinale dei pali di fondazione delle torri dissipative. 98

Tabella 5-26 Carichi agenti in fondazione delle torri dissipative. 98

Tabella 5-27 Carico limite dei pali Φ800 delle torri dissipative in condizioni statiche. 99

Tabella 5-28 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi verticali in condizione statica. Torri dissipative. 99

Tabella 5-29 Cedimenti calcolati per i pali e confronto tra il valore di progetto dell'azione, ovvero la distorsione angolare massima ed il corrispondente valore limite per la verifica SLE. Torri dissipative. 99

Tabella 5-30 Carico limite dei pali Φ800 delle torri dissipative in condizioni sismiche. 100

Tabella 5-31 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi verticali in condizione sismica. Torri dissipative. 100

Tabella 5-32 Valori del coefficiente C_M. 101

Tabella 5-33 Tabelle di calcolo dei due momenti in testa ai pali per effetto delle azioni orizzontali. 101

Tabella 5-34 Calcolo del carico verticale agente sui singoli pali delle torri dissipative in condizione sismica. 102

Tabella 5-35 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi verticali in condizione sismica dei singoli pali. Torri dissipative. 102

Tabella 5-36 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi orizzontali in condizione sismica. Torri dissipative. 102

Tabella 5-33 Valori del carico unitario verticale in condizione statica ultima e di esercizio. 103

Tabella 5-34 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab 6.2.I delle NTC 2018). 104

Tabella 5-35 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab 6.2.II delle NTC 2018). 104

Tabella 5-36 Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali (Tab. 6.4.I delle NTC 2018). 104

Tabella 5-37 Calcolo del carico limite della fondazione e confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi verticali in condizione statica. Tettoia land-side. 105

Tabella 5-38 Cedimento calcolato e confronto tra il valore di progetto dell'azione, ovvero la distorsione angolare massima ed il corrispondente valore limite per la verifica SLE. Tettoia land-side. 107

Tabella 5-39 Calcolo del carico limite della fondazione. BHS. 110

Tabella 5-40 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi verticali in condizione statica. BHS. 110

Tabella 5-41 Cedimento calcolato e confronto tra il valore di progetto dell'azione, ovvero la distorsione angolare massima ed il corrispondente valore limite per la verifica SLE. BHS. 111

Tabella 5-42 Calcolo del carico limite della fondazione. Centrale tecnologica. 113

Tabella 5-43 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi verticali in condizione statica. Centrale tecnologica. 113

Tabella 5-44 Cedimento calcolato e confronto tra il valore di progetto dell'azione, ovvero la distorsione angolare massima ed il corrispondente valore limite per la verifica SLE. Centrale tecnologica. 114

Tabella 6-1Valori tipici della costante elastica k_1 116

Tabella 6-2 Costante elastica per i pali in progetto. 116

Tabella 6-3 Valori tipici della costante n_h per i terreni incoerenti. 117

Tabella 6-4 Valori tipici della costante n_h per i terreni coesivi normalconsolidati. 117

Tabella 6-5 Coefficienti elastici orizzontali k_h calcolati sulla base della stratigrafia del terminal partenze. 118

Tabella 6-6 Coefficienti elastici orizzontali k_h calcolati sulla base della stratigrafia della tettoia air-side. 119

Tabella 6-7 Coefficienti elastici orizzontali k_h calcolati sulla base della stratigrafia delle torri dissipative 119

1 OGGETTO

La presente relazione geotecnica concerne il Progetto Definitivo delle opere di ingegneria civile finalizzate all'infrastrutturazione dell'Aeroporto di Lamezia (Aeroporto Civile Internazionale S. Eufemia – comune di Lamezia Terme) attraverso lo sviluppo dell'aerostazione passeggeri e gli interventi per la security e la digitalizzazione, il potenziamento delle reti di sottoservizi e gli impianti tecnologici (Figura 1-1).

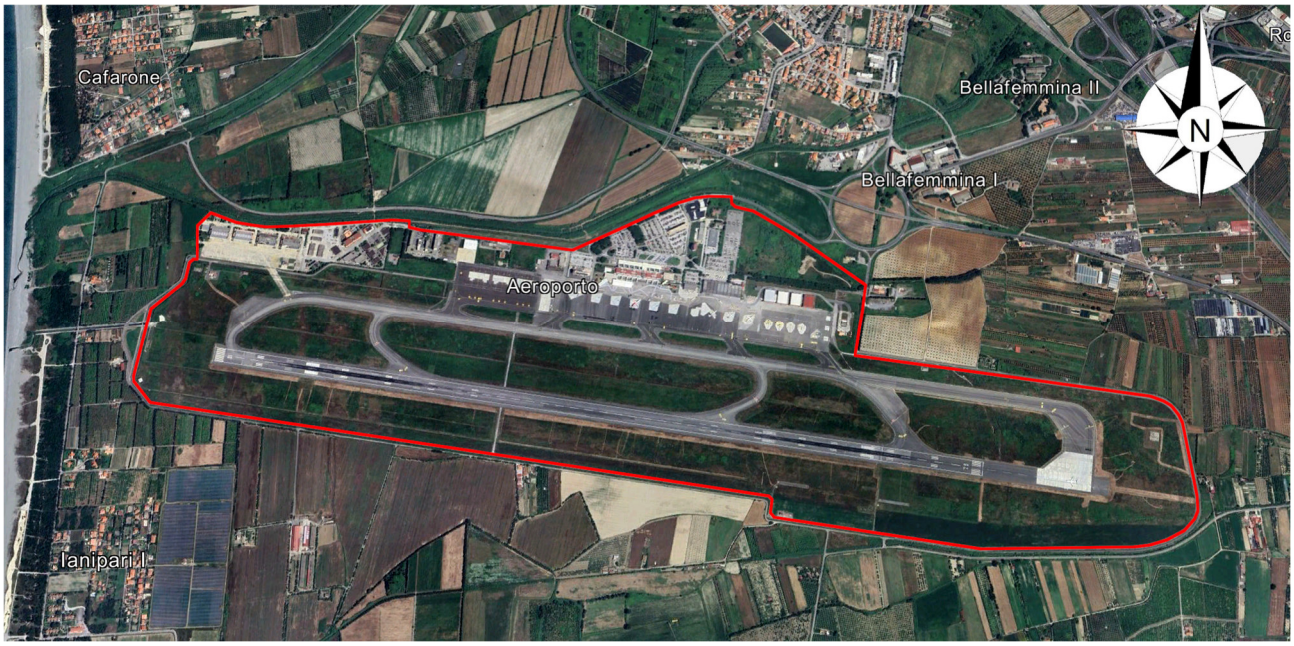


Figura 1-1 Vista satellitare dell'area aeroportuale di Lamezia.

La relazione è finalizzata a dimensionare e verificare le fondazioni dei seguenti fabbricati (Figura 1-2):

- terminal partenze,
- pensiline air-side,
- cerniera pensiline air-side,
- terminal arrivi - torri dissipative,
- pensilina land-side,
- polo tecnologico – copertura caroselli BHS,
- polo tecnologico – centrale tecnologica.

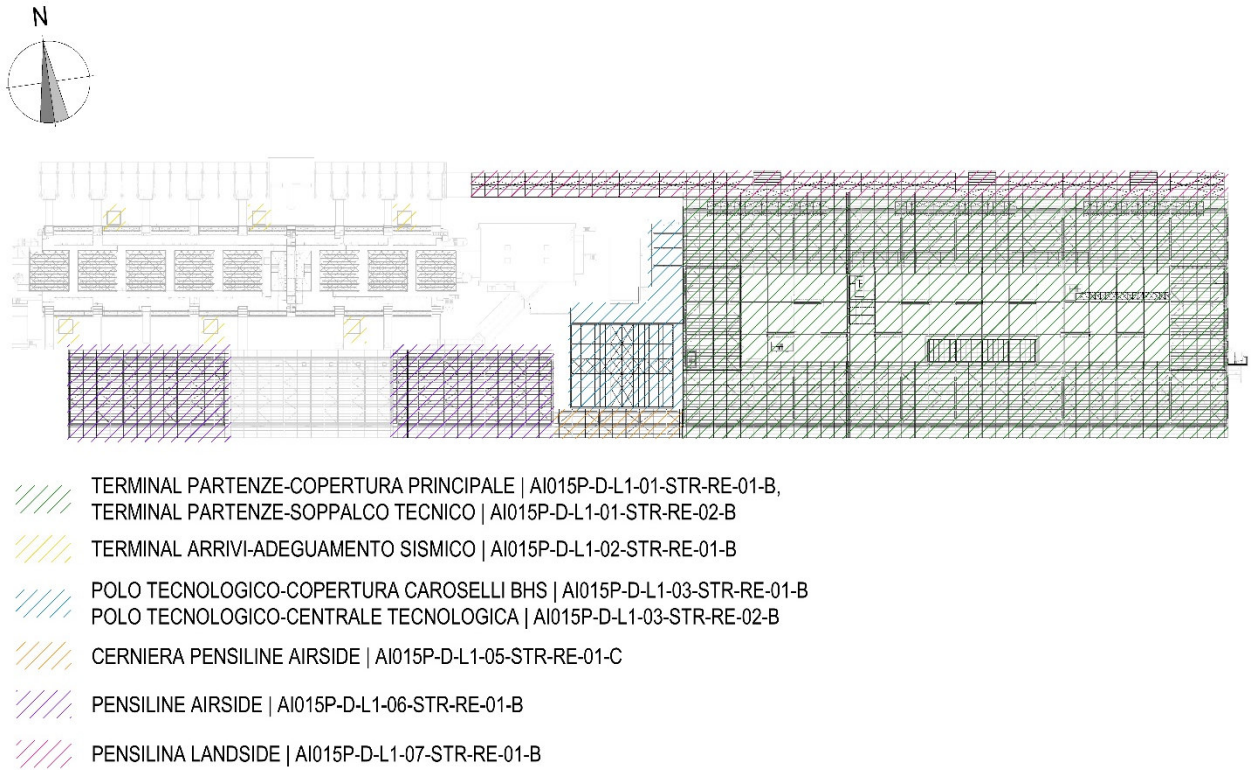


Figura 1-2 Planimetria dell'area aeroportuale con indicazione dei fabbricati.

A tal fine, sono state sviluppate le seguenti attività di studio:

a) Analisi delle indagini e caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione.
b) Analisi della suscettibilità alla liquefazione e identificazione degli strati di terreno liquefacibili.
c) Studio e predimensionamento delle alternative progettuali.
d) Verifiche geotecniche delle soluzioni prescelte per le fondazioni dei fabbricati, in condizioni statiche e sismiche, compresa la verifica alla liquefazione, in conformità alla normativa vigente (N.T.C. 2018).

Le indagini geotecniche hanno infatti evidenziato la diffusa presenza di strati di terreno sabbiosi e sabbio-limosi, poco addensati, per i quali non si può escludere il rischio di liquefazione sismica, tenuto conto per altro che la falda è prossima al piano campagna e che le accelerazioni massime in condizioni di campo libero sono ben superiori al limite di 0,1g prescritto dalla normativa. È stata dunque effettuata un'analisi approfondita e dettagliata della suscettibilità alla liquefazione, basata sui dati acquisiti dalle numerose indagini geotecniche recentemente eseguite. Tale analisi ha consentito di localizzare gli strati liquefacibili, determinandone estensione e profondità. Si è così definito un modello geotecnico di sottosuolo che tiene conto sia delle caratteristiche meccaniche dei terreni che della presenza degli strati liquefacibili.

Successivamente, sono state considerate in prima istanza le diverse soluzioni tecniche basate sui possibili metodi di consolidamento e/o drenaggio finalizzati a neutralizzare il fenomeno di liquefazione sismica. Tali soluzioni risultano tuttavia impraticabili in quanto comporterebbero costi e tempi esecutivi troppo elevati, considerata la notevole estensione del sedime delle opere in progetto. È stata dunque sviluppata una soluzione tecnica basata su pali di fondazione, opportunamente dimensionati tenendo conto della presenza degli strati liquefacibili. A tal fine, le verifiche delle fondazioni sono state effettuate, in condizioni sismiche, attribuendo resistenza nulla agli strati liquefacibili.

Il suddetto procedimento analitico e progettuale è illustrato dettagliatamente nei seguenti paragrafi, come

di seguito indicato. Dopo un sintetico inquadramento geologico dell'area (par. 2), si riportano i risultati delle indagini geotecniche, effettuate sia in sito che in laboratorio, e si ricava la caratterizzazione geotecnica dei terreni (par.3). Si riporta quindi l'analisi effettuata per verificare la suscettibilità alla liquefazione dei terreni di fondazione, evidenziando la distribuzione degli strati liquefacibili (par.4). Si illustra quindi il metodo di verifica dei pali di fondazione e si produce, per ciascun fabbricato, la relativa soluzione di progetto delle fondazioni (Paragrafo 6). I calcoli di verifica solo forniti in allegato.

2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area dell'aeroporto interessata dal progetto è ubicata su una superficie pianeggiante prospiciente la linea di costa, a quote comprese tra 8÷10m s.l.m. circa. L'aerostazione interessa depositi alluvionali recenti (Olocene – attuale), composti da sabbie e ghiaie con intercalazioni limoso-argillose e/o limoso-sabbiose (Figura 2-1). Di seguito si riportano le conclusioni della Relazione Geologica di Progetto.

Dalle informazioni bibliografiche e geognostiche disponibili si evince la presenza di un potente (pluridecametrico) materasso alluvionale di deposizione recente a composizione prevalentemente limoso sabbiosa, da sciolto a mediamente addensato con la profondità, con intercalazioni limoso argillose con torba, o comunque ricche in sostanza organica, poco consistenti e soffici. Subordinati e limitati gli orizzonti sabbioso ghiaiosi.

Alle alluvioni fa seguito, a profondità ampiamente superiori a quelle interessate dalle opere, una formazione argillosa pliocenica consistente e fortemente sovraconsolidata la quale, a profondità valutabili nell'ordine di alcune centinaia di metri, appoggia sul substrato roccioso.

La falda è stata rilevata a profondità variabili fra 2.3-3.5m da p.c. durante tutte le indagini eseguite, sia recenti che pregresse. Il modello stratigrafico è compatibile con un sistema acquifero multifalda. In tale ambito il livello sopra indicato è quello relativo alla falda più superficiale, che probabilmente mantiene rapporti con i corsi d'acqua circostanti, mentre le falde più profonde possiedono caratteri di artesianesimo.

Dal punto di vista geomorfologico l'area del sedime aeroportuale è pianeggiante e prossima alla linea di costa, in corrispondenza della quale si riscontrano sistemi dunali fissati dalla vegetazione. È ragionevole perciò attendersi, come peraltro dimostrano le indagini disponibili, un incremento della frazione sabbiosa procedendo dai quadranti orientali dell'area in studio verso quelli occidentali, almeno negli orizzonti più superficiali.

Non si riscontrano aree di dissesto o di frana in atto o potenziale, ed in generale la pericolosità geomorfologica è bassa. Una pericolosità idraulica è censita dal PAI attorno ai corsi d'acqua, che rimangono comunque ad una certa distanza dal sedime aeroportuale senza interessare le aree di stretta competenza progettuale.

Dal punto di vista sismico il territorio di Lamezia Terme, come la provincia di Catanzaro e più in generale molte zone della Calabria, è a pericolosità elevata. Nella classificazione sismica precedente e successiva all'OPCM 3270 il comune di Lamezia rientra in zona simica 1, la più alta a livello nazionale. Faglie capaci e sismogenetiche sono censite nelle aree circostanti.

Le verifiche effettuate hanno evidenziato, anche tenuto conto del periodo di riferimento adottato per la progettazione (V_N=100 anni, classe d'uso IV, V_R=200 anni) del livello di falda, della granulometria e stato di consistenza dei terreni, un rischio di liquefazione dei terreni alto.

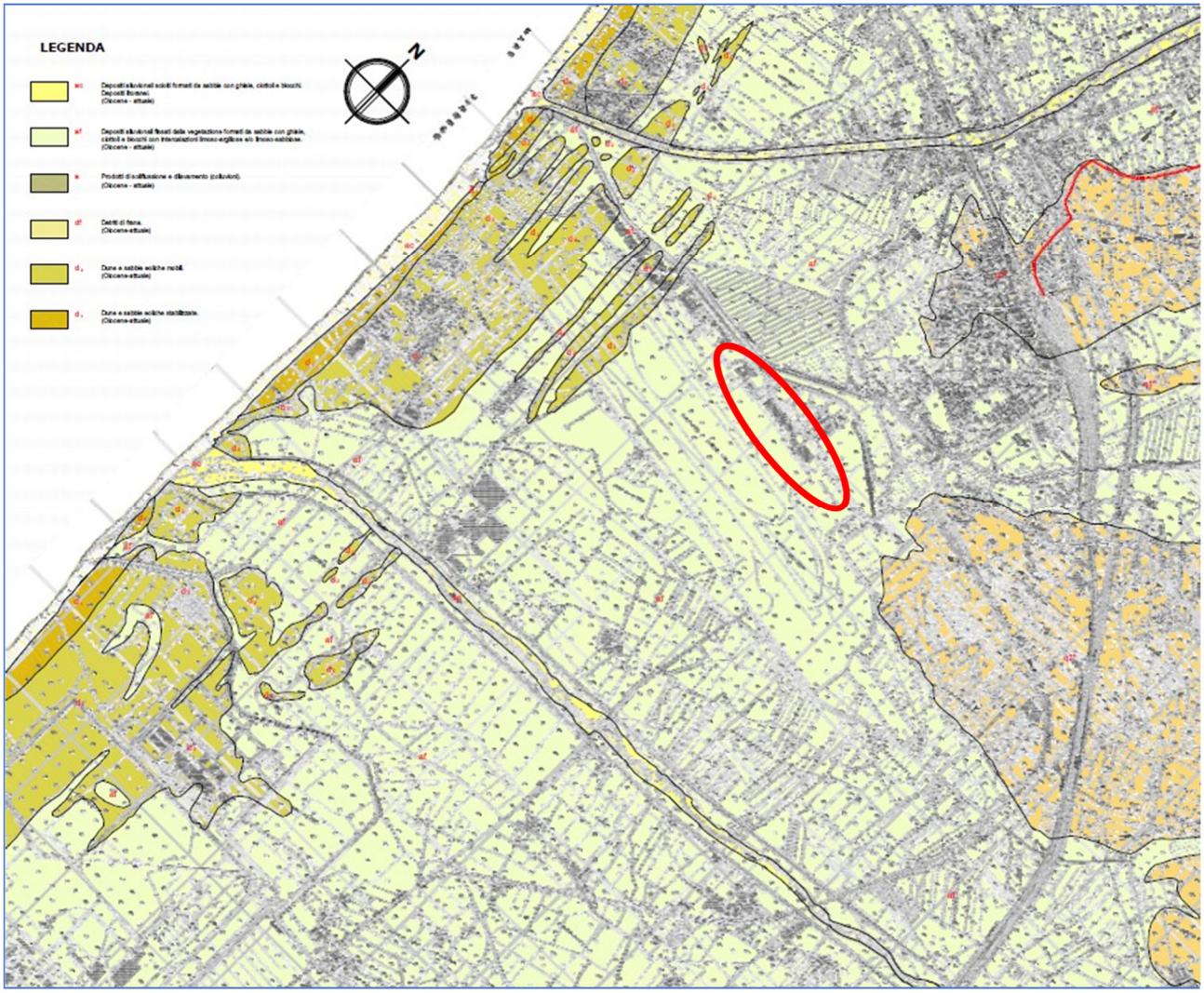


Figura 2-1 Carta geologica di Lamezia Terme (l'area dell'aerostazione è cerchiata in rosso).

3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nel presente capito si analizzano nel dettaglio i risultati delle quattro campagne d'indagine eseguite nell'area aeroportuale, si mostrano i risultati della ricostruzione tridimensionale del sottosuolo e si fornisce infine il modello geotecnico di sottosuolo utile alle verifiche delle fondazioni degli edifici in progetto.

3.1 Campagne di indagine

Così come richiamato nella relazione geologica, nell'area di progetto sono state effettuate le campagne d'indagine di seguito elencate:

- Indagini anno 2005: ditta IC□I per la verifica strutturale aerostazione e torre serbatoio;
- Indagini anno 2012: ditta Geoconsol per il progetto esecutivo della Nuova aerostazione, I lotto;
- Indagini anno 2023: ditta C.I.G.I.T. per il progetto esecutivo di una nuova struttura polifunzionale - nuovo corpo avanzato - lato air side.

Nei paragrafi successivi verranno esposti i risultati provenienti da ciascuna campagna d'indagine.

Figura 3-1 Vista satellitare con ubicazione di tutte le indagini disponibili. Colore blu pregresse. Colore rosso eseguite nel 2024.Campagna di indagine 2005.

La campagna d'indagine 2005 è stata condotta dalla ICIEI nell'ambito del progetto di verifica strutturale dell'aerostazione e della torre serbatoio e comprende n. 3 sondaggi a carotaggio continuo denominati S1/05, S2-05 ed S3/05, profondi 40 m (Figura 3-2) ed attrezzati con piezometro, e n. 2 stendimenti sismici a rifrazione di lunghezza rispettivamente 80m e 60m.

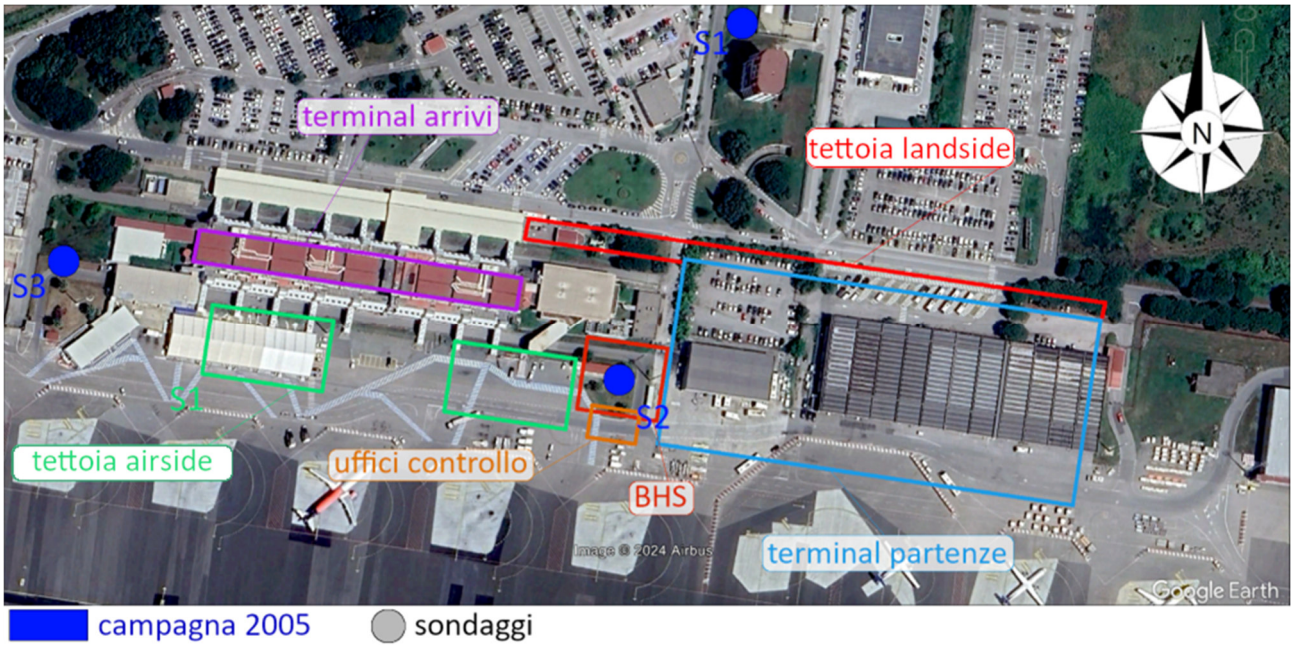


Figura 3-2 Vista satellitare dell'area aeroportuale con indicazione dei sondaggi eseguiti durante la campagna d'indagine del 2005.

I sondaggi, tolto lo S1 che insieme allo stendimento sismico a rifrazione A-A' si trova poco a nord del torrino piezometrico e del viale Imbrogno che delimita sul lato settentrionale l'aerostazione, ricadono rispettivamente sul lato est (S2) ed ovest (S3) dell'attuale aerostazione; accanto al sondaggio S3 è stata eseguito lo stendimento sismico a rifrazione B-B'.

Le stratigrafie (i cui dettagli non sono al momento disponibili come anche le prove di laboratorio) indicano la presenza di terreni costituiti da sabbie, sabbie limose e ghiaie alternate a limi argillosi.
La falda è sempre superficiale ed è stata rinvenuta alle seguenti profondità:

- Sondaggio S1: 2.9 m da p.c.;
- Sondaggio S2: 4.4 m da p.c.;
- Sondaggio S3: 3.6 m da p.c.

I risultati delle traverse sismiche sono, per lo stendimento A-A' posto a nord dell'aerostazione:

- Strato A superficiale compreso fra p.c. e 1.4-3.5 m da p.c.: $V_{p,medio}$=411m/s interpretabile come materiale di riporto e/o un orizzonte superficiale particolarmente sciolto ed allentato;
- Strato B intermedio compreso fra 1.4-3.5 m e 9.4-12.7 m da p.c.: $V_{p,medio}$=717m/s interpretabile come un deposito alluvionale prevalentemente limoso argilloso o limoso sabbioso poco consistente;
- Strato C profondo oltre 9.4-12.7 m da p.c.: $V_{p,medio}$=1153m/s interpretabile come un deposito alluvionale sabbioso limoso discretamente addensato.

Per lo stendimento B-B' ubicato sul limite occidentale dell'aerostazione:

- Strato A superficiale compreso fra p.c. e 2.0-2.7 m da p.c.: $V_{p,medio}$=329m/s interpretabile come materiale di riporto e/o un orizzonte superficiale particolarmente sciolto ed allentato;
- Strato B profondo oltre 2.0-3.5 m da p.c.: $V_{p,medio}$=942m/s interpretabile come un deposito alluvionale prevalentemente limoso sabbioso mediamente addensato.

3.1.1 Campagna di indagine 2012

La campagna d'indagine 2012 è stata condotta dalla Geoconsol nell'ambito del progetto esecutivo della nuova aerostazione, I lotto funzionale e comprende:

- N. 4 sondaggi a carotaggio continuo profondi 40m con prove in sito e di laboratorio, di cui N. 2 attrezzati con piezometro e N. 2 per prove down hole;
- N. 2 prove penetrometriche statiche continue con punta elettrica;
- N. 5 prove MASW per la determinazione della categoria di suolo di fondazione, N. 1 prova HVSR e N. 1 stendimento in sismica a rifrazione.

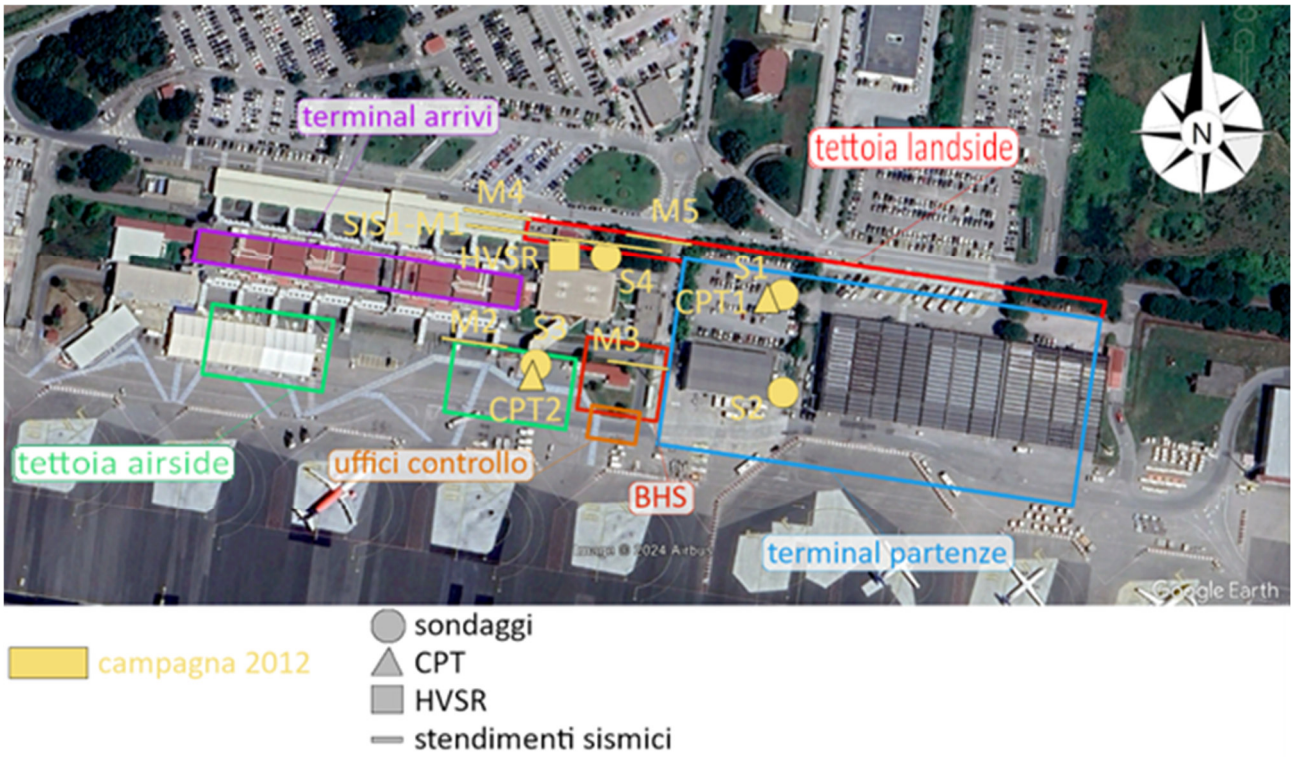


Figura 3-3 Vista satellitare dell'area aeroportuale con indicazione dei sondaggi eseguiti durante la campagna d'indagine del 2012.

I sondaggi rilevano un primo strato di terreni di riporto dello spessore di 1÷3m cui fa seguito una unità irregolare prevalentemente limoso argillosa variamente sabbiosa, a tratti torbosa o comunque ricca in sostanza organica, poco compatta e compressibile che si spinge mediamente sino a circa 10÷13m da p.c. Fanno seguito sabbie fini e sabbie limose a tratti con ghiaia ben addensate. Localmente sono presenti orizzonti sabbioso ghiaiosi dello spessore di 1÷5m, uno dei quali si rileva con discreta continuità attorno alla profondità di 27m circa.

Nel corso delle perforazioni sono state condotte n° 29 prove in sito tipo SPT e n°4 prove di permeabilità tipo

Lefranc.

La Tabella 3-1 riepiloga sinteticamente quantità, caratteristiche e risultati dei sondaggi del 2012.

Tabella 3-1 Sondaggi e prove in foro eseguite durante la campagna Geoconsol 2012.

sondaggio	L (m)	Condizionamento	SPT (N)	Lefranc (N)	Campioni (N)	Stratigrafia	z_{falda} (m)
S1	55	piezometro	10	-	4i + 2r	0-1.0m riporto 1.0-9.6 limi argillosi con sostanza organica 9.6-15.3 sabbie e ghiaie con qualche ciottolo A seguire sabbie e sabbie fini limose con intercalazione di sabbia e ghiaia	2.9
S2	40	down-hole	6	1	4i	0-5.0m riporto e ghiaie 5.0-8.5m limi argillosi con sostanza organica A seguire sabbie e sabbie fini limose	4.4
S3	40	piezometro	7	1	3i	0-3.0m riporto 3.0-8.5m sabbie fini con intercalazioni di argilla limosa con torba al tetto ed al letto A seguire sabbie e sabbie fini limose con intercalazione di sabbia e ghiaia	3.6
S4	40	down-hole	6	2	4i	0-3.1m riporto 3.0-13.5m sabbie talora ghiaiose con intercalazioni di argilla limosa con torba al tetto ed al letto A seguire sabbie e sabbie fini limose con intercalazione di ghiaia e sabbia	-

con L: lunghezza del sondaggio e z_{falda}: profondità della falda dal piano campagna.

Dalla documentazione geognostica di accompagno si evincono livelli di falda compresi fra 2.9÷4.4m da p.c.

I risultati delle prove di permeabilità in foro tipi Lefranc sono riportato in Tabella 3-2

Tabella 3-2 Campagna anno 2012. Prove Lefranc.

sondaggio	z (m)	Litologia	k (m/s)
S2	4.0-4.5	ghiaie	>2.5l/s
S3	2.6-3.5	riporto e limo sabbioso	$1.6\ 10^{-5}$
S4	1.5-3.0	riporto e limo sabbioso	$5.1\ 10^{-6}$
S4	7.5-8.5	sabbie limose	$8.7\ 10^{-6}$

Con z: profondità di prova e k: permeabilità.

Nella seguente Tabella 3-3 si riportano ubicazione e risultati delle prove penetrometriche standard SPT eseguite durante la campagna d'indagine 2012.

Tabella 3-3 Risultati delle prove SPT eseguite durante la campagna d'indagine 2012.

Sondaggio	z (m)	tipo di terreno	N_{SPT}
S1	4	LS	13
	7	LS	5
	13	SL	23
	14.5	SL	25
	21	SL	29
	25	SL	34
	31.8	SL	45
	36.5	SL	52
	41.8	SL	44
	48.4	SL	34
S2	4.5	R	15
	11.5	SL	44
	15	SL	67
	30	SL	41
	33	SL	48
	37.6	SL	62

Sondaggio	z (m)	tipo di terreno	N_{SPT}
S3	6.4	SL	14
	12	SL	41
	14.5	SL	51
	20.5	SL	38
	25	SL	35
	35	SL	36
S4	4.5	SL	22
	10	SL	28
	15.25	SL	30
	18.6	SL	28
	24	SL	37
	30	SL	
	30.45	SL	29

Con z: profondità di prova, tipo di terreno LA: limo argilloso, tipo di terreno SL: sabbia limosa, N_{SPT}: numero di colpi SPT.

Mediante l'abaco di Gibbs and Holtz (1057), per ogni prova SPT è stata stimata la densità relativa degli orizzonti sabbiosi (Figura 3-4) poi diagrammata in funzione della profondità in Figura 3-5. L'analisi di quest'ultimo diagrammo mostra valori di densità relativa generalmente compresi tra il 60 ed il 75%. Valori superi compresi tra l'85 ed il 100% si ottengono per profondità comprese tra gli 11 e 15m dal piano campagna.

Mediante l'abaco di Schmertman (1977) è stato quindi stimato per ciascuna prova l'angolo d'attrito delle sabbie poi riportato in Figura 3-6 in funzione della densità relativa. Si ottengono valori di angolo d'attrito (φ) generalmente compresi tra 38 e 43°

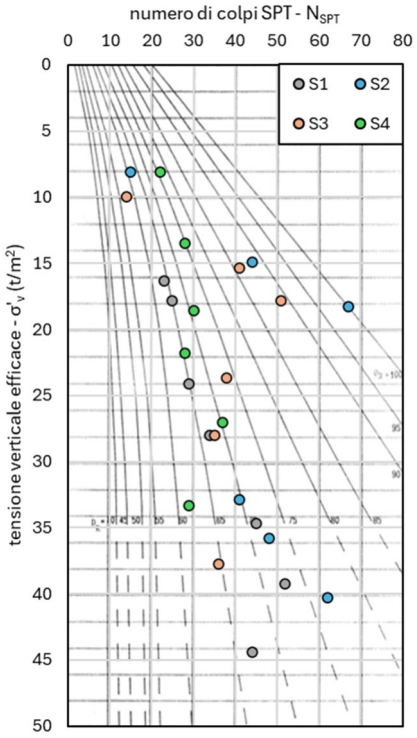


Figura 3-4 Risultati delle prove SPT condotte durante la campagna d'indagine del 2012 in termini di densità relativa in funzione della tensione verticale efficace agente alla profondità di prova (Gibbs and Holtz, 1957).

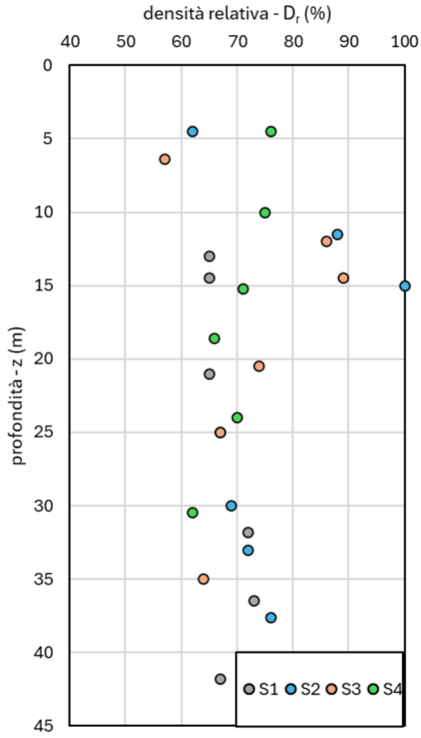


Figura 3-5 Risultati delle prove SPT condotte durante la campagna d'indagine del 2012 in termini di densità relativa in funzione della profondità.

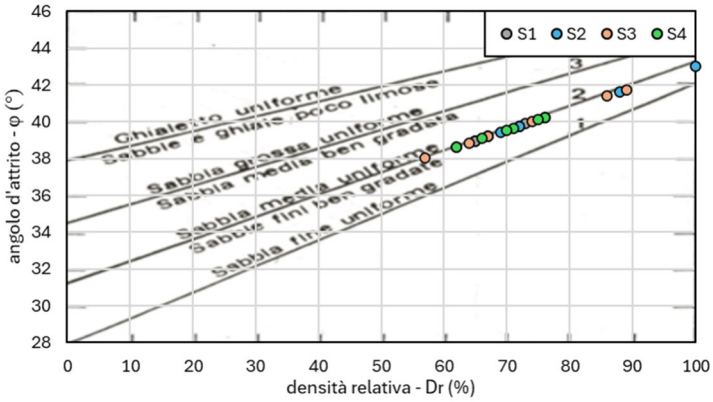


Figura 3-6 Risultati delle prove SPT condotte durante la campagna d'indagine del 2012 in termini di angolo d'attrito espresso in funzione della densità relativa (Schmertmann, 1977).

In Figura 3-7 e Figura 3-8 si riportano rispettivamente i profili della resistenza alla punta e della resistenza laterale misurati durante la prova CPT1 eseguita nell'area del nuovo terminal partenze, tali profili sono stati adoperati per calcolare l'indice di comportamento del terreno I_C riportato in Figura 3-9 e per stimare la densità relativa mediante l'abaco di Bowles (1996) di Figura 3-10.

In particolare, l'indice di comportamento I_C è stato computato mediante la seguente relazione:

$$I_C = \sqrt{(3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r - 1.22)^2} \quad [3.1]$$

con:

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad [3.2]$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} 100 \quad [3.3]$$

Dove q_t e f_s sono rispettivamente la resistenza alla punta e laterale misurate durante la prova CPT.

In Tabella 3-4 si riassumono gli orizzonti stratigrafici identificati sulla base della prova CPT1 con i corrispondenti valori medi di densità relativa ed angolo d'attrito per gli strati sabbiosi e coesione non drenata per gli strati limo argillosi. In particolare, l'angolo d'attrito è stato valutato mediante l'abaco di Schmertmann (1997) e la coesione non drenata mediante la relazione:

$$c_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_k} \quad [3.4]$$

Con q_t: resistenza alla punta, σ_{v0} tensione totale verticale ed N_k coefficiente di calibrazione assunto pari a 20.

Tabella 3-4 Stratigrafia dedotta dalla prova CPT1 della campagna 2012 con corrispondenti parametri di resistenza.

z_{up} (m)	z_{dw} (m)	h (m)	tipo di terreno	Dr (%)	φ (°)	c_u (kPa)
0.0	1.1	1.1	-			
1.1	2.5	1.4	LA			86
2.5	4.0	1.5	SL	60	38	
4.0	5.0	1.0	LA			40
5.0	5.5	0.5	SL	100	43	
5.5	10.0	4.5	LA			34
10.0	30.0	20.0	SL	75	40	

Con z_{up}: profondità del tetto dello strato, z_{dw}: profondità del letto dello strato, h: spessore dello strato, tipo di terreno LA: limo argilloso, tipo di terreno SL: sabbia limosa, D_r: densità relativa φ: angolo d'attrito e c_u: coesione non drenata.

In Figura 3-11 e Figura 3-12 si riportano rispettivamente i profili della resistenza alla punta e della resistenza laterale misurati durante la prova CPT2 eseguita nell'area degli uffici controllo; tali profili sono stati adoperati per calcolare l'indice di comportamento del terreno I_C riportato in Figura 3-13 e per stimare la densità relativa mediante l'abaco di Bowles (1996) di Figura 3-14.

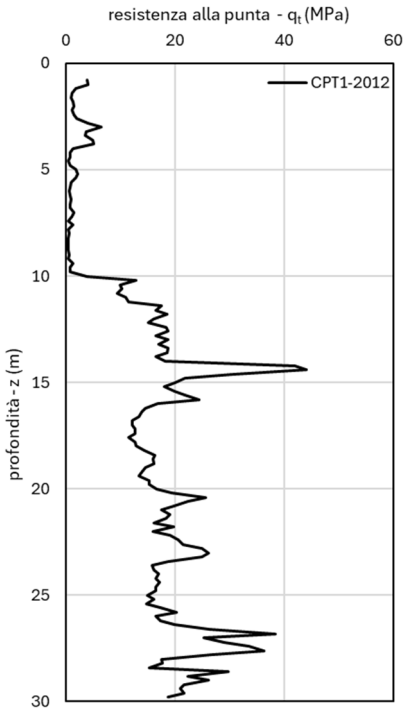


Figura 3-7 Profilo della resistenza alla punta relativo alla prova CPT1 condotta durante la campagna d'indagine 2012.

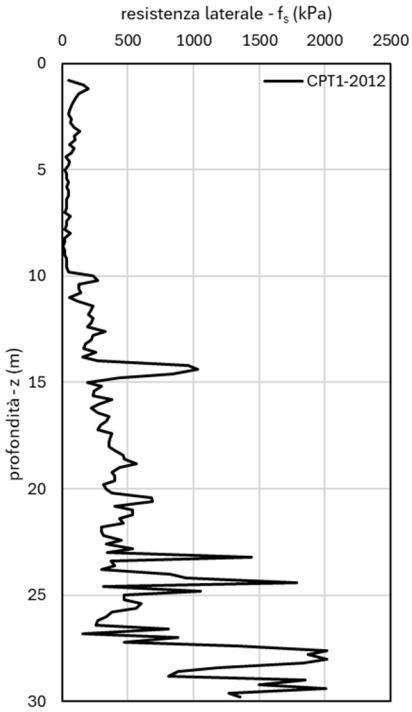


Figura 3-8 Profilo della resistenza laterale relativo alla prova CPT1 condotta durante la campagna d'indagine 2012.

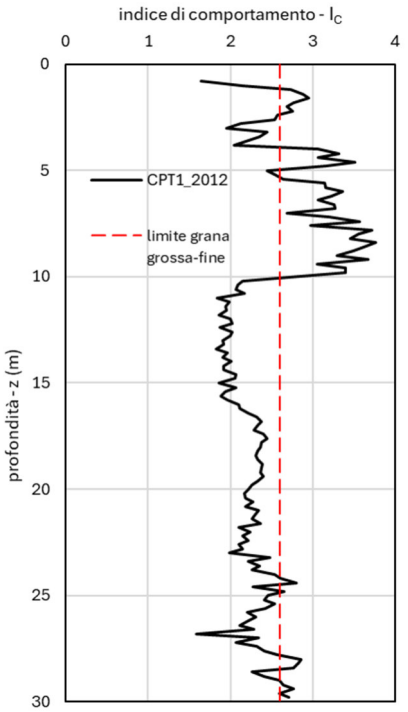


Figura 3-9 Profilo dell'indice di comportamento relativo alla prova CPT1 condotta durante la campagna d'indagine 2012.

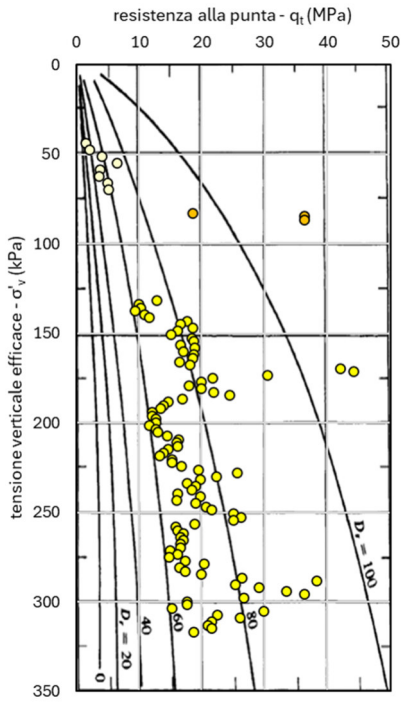


Figura 3-10 Risultati della prova CPT1 (campagna d'indagine 2012) riportati sull'abaco di Bowles (1996) per la stima della densità relativa.

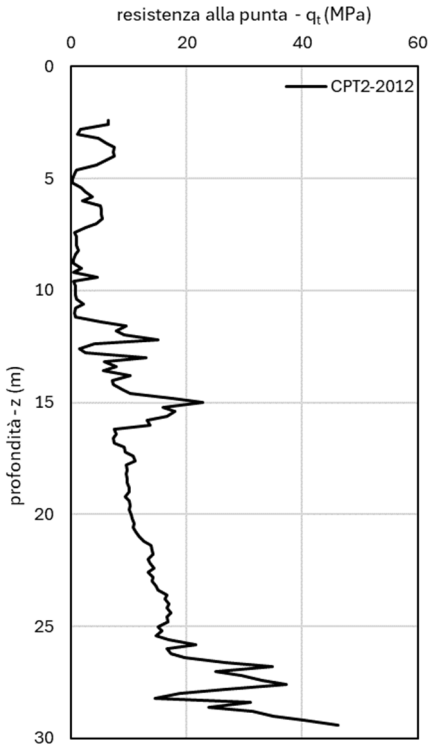


Figura 3-11 Profilo della resistenza alla punta relativo alla prova CPT2 condotta durante la campagna d'indagine 2012.

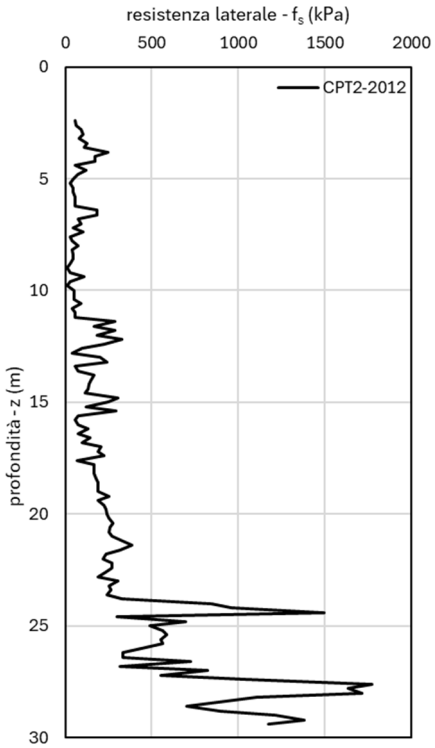


Figura 3-12 Profilo della resistenza laterale relativo alla prova CPT2 condotta durante la campagna d'indagine 2012.

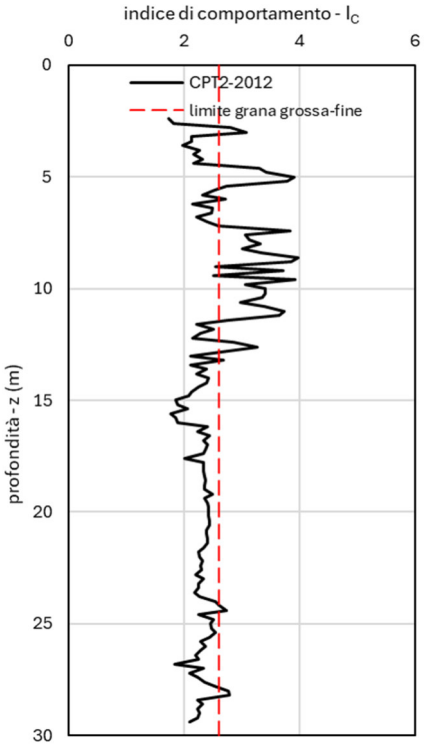


Figura 3-13 Profilo dell'indice di comportamento relativo alla prova CPT2 condotta durante la campagna d'indagine 2012.

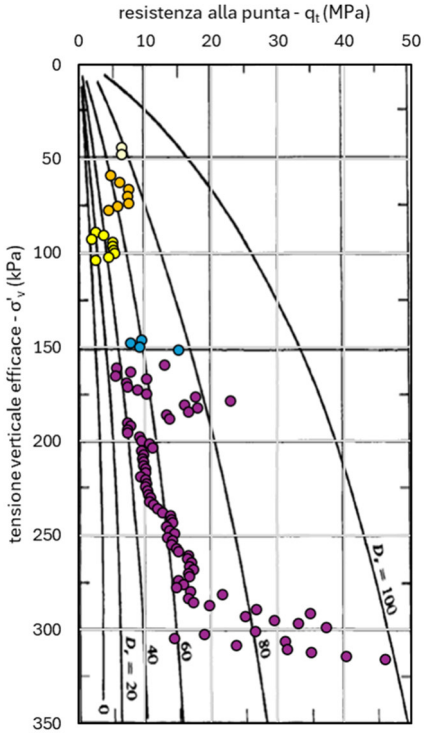


Figura 3-14 Risultati della prova CPT2 (campagna d'indagine 2012) riportati sull'abaco di Bowles (1996) per la stima della densità relativa.

In Tabella 3-5 si riassumono gli orizzonti stratigrafici identificati sulla base della prova CPT2 con i corrispondenti valori medi di densità relativa ed angolo d'attrito per gli strati sabbiosi e coesione non drenata per gli strati limo argillosi.

Tabella 3-5 Stratigrafia dedotta dalla prova CPT2 della campagna 2012 con corrispondenti parametri di resistenza.

z_{up} (m)	z_{dw} (m)	h (m)	Tipi di terreno	Dr (%)	φ (°)	c_u (kPa)
0.0	2.4	2.4	-			
2.4	4.4	2.0	SL	75	40	
4.4	5.5	1.1	LA			39
5.5	7.2	1.7	SL	65	39	
7.2	11.5	4.3	LA			37
11.5	12.3	0.8	SL	60	38	
12.3	12.8	0.5	LA			67
12.8	29.5	16.7	SL	60	38	

Con z_{up}: profondità del tetto dello strato, z_{dw}: profondità del letto dello strato, h: spessore dello strato, tipo di terreno LA: limo argilloso, tipo di terreno SL: sabbia limosa, D_r: densità relativa φ: angolo d'attrito e c_u: coesione non drenata.

In Tabella 3-6 si riportano i risultati delle prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati prelevati dai quattro sondaggi della campagna d'indagine 2012. Per una più agevole comprensione i valori di peso specifico naturale, porosità, coesione ed angolo d'attrito (questi ultimi misurate da prove di taglio diretto) sono riportati in funzione della profondità nei profili di Figura 3-15, Figura 3-16,Figura 3-17 e Figura 3-18. In Figura 3-19 si riporta inoltre in funzione della profondità la composizione granulometrica dei campioni.

I risultati mostrano valori di peso naturale dell'unità di volume generalmente compresi tra 18.3 e 20.3kN/m^3, porosità generalmente comprese tra 29 e 43% con un valore più elevato, pari al 66% rilevato alla profondità di 12.8m dal piano campagna, valori di coesione compresi tra 0 e 64kPa ed angolo d'attrito variabili tra 26 e 34.6°. Le misure dei limiti di plasticità mostrano valori di plasticità contenuti compresi tra l'1 ed il 2%. Le prove granulometriche evidenziano una prevalenza di terreni classificabili come sabbie limose debolmente argillose (sabbia 50-80%, limo 10-50%, argilla 5-15%), raramente sabbie ghiaiose con limo.

Tabella 3-6 Risultati delle prove di laboratorio eseguite nell'ambito della campagna d'indagine Geoconsol 2012.

Sondaggio	Campione	z_m (m)	Tipologia di terreno	w (%)	γ_d (kN/m^3)	n	w_L (%)	w_P (%)	I_P (%)	k (m/s)	ϕ'_{TD} (°)	c'_{TD} (kPa)
S1	1	3.3	SL	27.00	14.44	0.43	29	27	2	7.00E-08	30.10	3.20
	2	16.8	SL	22.30	14.92	0.41					32.00	3.20
	3	29.3	SL	24.30	15.15	0.41	27	25	2		28.60	7.60
	4	52.3	SL	23.50	15.81	0.38	25	24	1		32.80	9.40
S2	1	8.8	SL	8.55	17.98	0.29					34.60	0.64
	3	19.3	SL	24.70	15.50	0.39					33.00	2.80
	4	25.8	SL	15.50	17.41	0.32					31.70	6.10
	5	40.3	SL	26.45	14.82	0.42					32.50	8.80
S3	1	8.3	SL	25.08	15.45	0.40				5.00E-07	31.60	6.50
	2	18.3	SL	19.30	16.53	0.36					32.20	4.10
	3	30.3	SL	28.50	14.51	0.43					32.10	10.80
S4	2	12.8	SL	81.45	7.89	0.66					26.00	2.00
	3	22.3	SL	15.18	17.63	0.31				1.00E-05	31.50	6.60
	4	39.8	SL	24.60	15.51	0.39	27	25	2		32.80	4.70

Con z_m: profondità di prelievo del campione, w: contenuto d'acqua, γ_d: peso specifico asciutto, n: porosità, w_l: limite liquido, w_p: limite plastico, I_P: indice di plasticità, k: permeabilità, ϕ'_{TD}: angolo d'attrito, c'_{TD}: coesione.

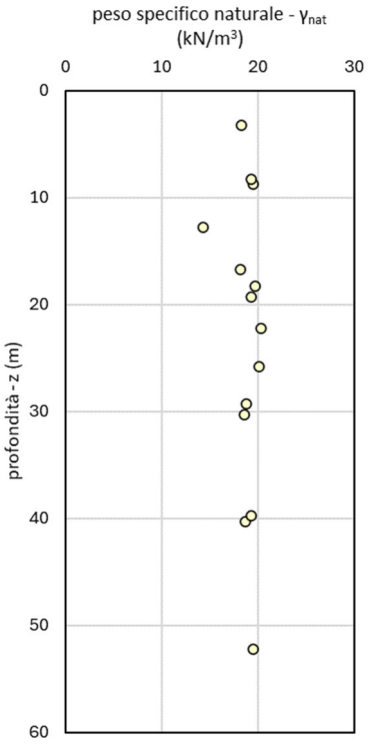


Figura 3-15 Valori del peso specifico naturale misurati mediante prove di laboratorio (campagna d'indagine 2012) in funzione della profondità.

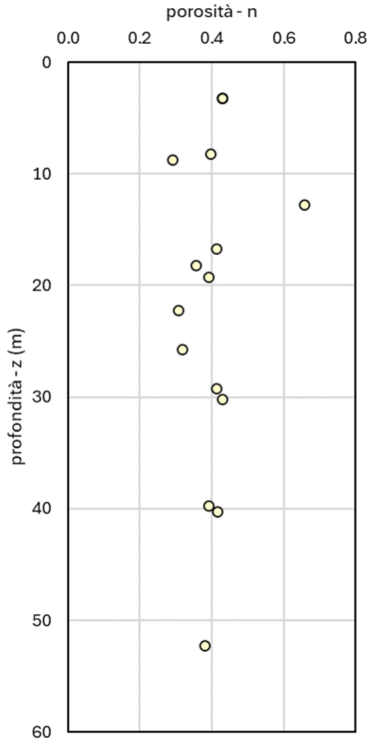


Figura 3-16 Valori di porosità misurati mediante prove di laboratorio (campagna d'indagine 2012) in funzione della profondità.

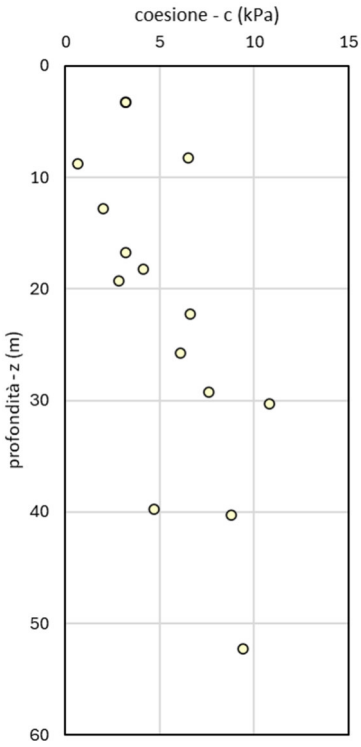


Figura 3-17 Valori di coesione misurati mediante prove di taglio diretto (campagna d'indagine 2012) in funzione della profondità.

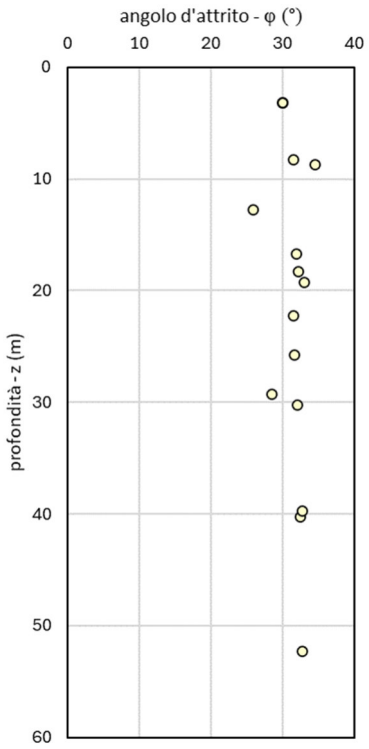


Figura 3-18 Valori dell'angolo d'attrito misurati mediante prove di taglio diretto (campagna d'indagine 2012) in funzione della profondità.

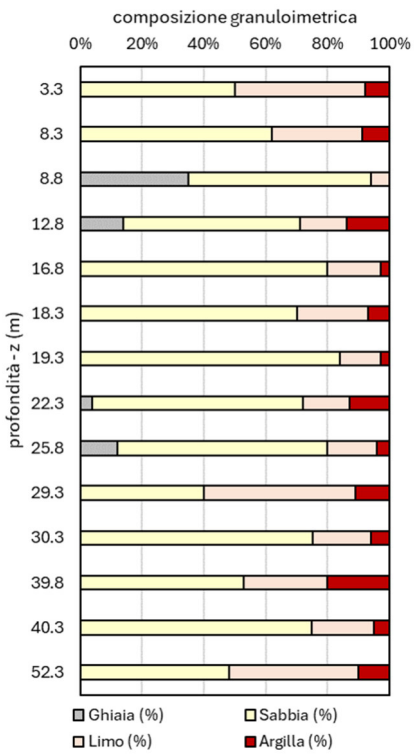


Figura 3-19 Composizione granulometrica dei campioni indisturbati prelevati durante la campagna d'indagine 2012.

Nella porzione settentrionale dell'area aeroportuale, a margine di Viale Imbrognano, è stato eseguito uno stendimento sismico a rifrazione della lunghezza di circa 100m per una profondità investigata massima di circa 36 m. La ricostruzione stratigrafica mostrata in Figura 3-20 ben si sposa con le risultanze geognostiche e permette di riconoscere un orizzonte superficiale attribuibile a materiale di riporto dello spessore medio 1-2m con punte fino a 5m avente V_p=400m. Esso poggia su limi argilloso sabbiosi poco addensati (descritti in realtà come sabbie limose) con V_p=800÷900m/s che si spingono sino a 11÷13m da p.c. A seguire sabbie medio fini limose con velocità progressivamente crescenti verso il basso (V_p=1200m fra 10÷20m e V_p=1700÷1800m/s fra 20m e 36m da p.c.).

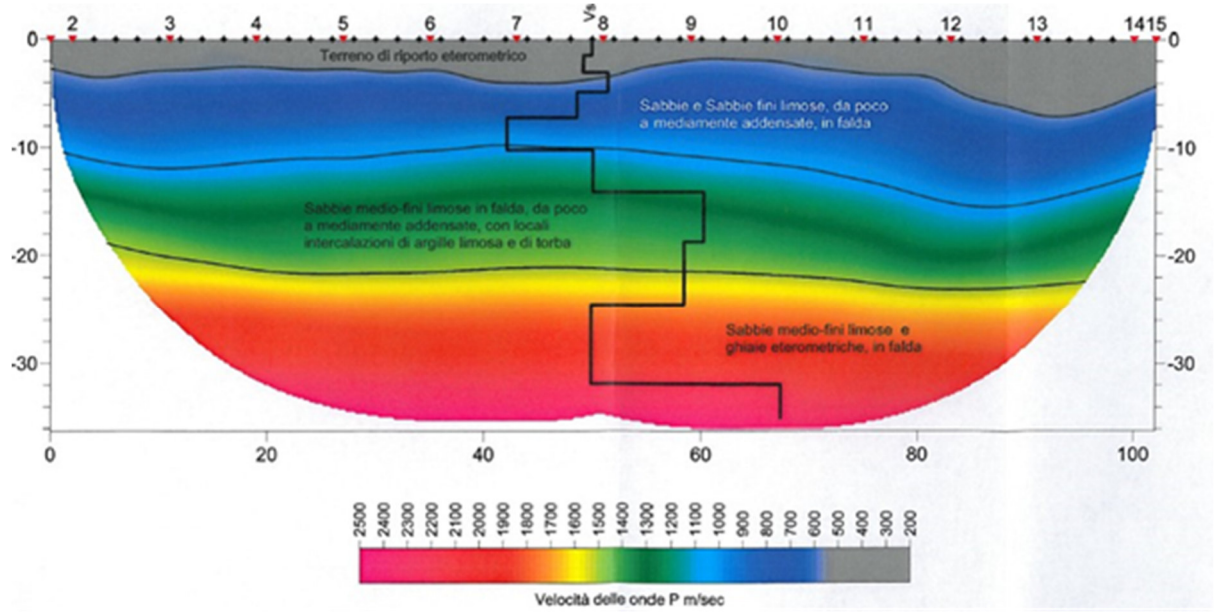


Figura 3-20 Campo della velocità di propagazione delle onde volumetriche di compressione V_p risultante dello stendimento sismico a rifrazione eseguito durante la campagna d'indagine 2012.

Sono state inoltre eseguite N.5 prove MASW lungo due allineamenti fra loro paralleli e disposti a nord e sud rispetto l'attuale fabbricato aerostazione. Sebbene non siano disponibili i profili delle velocità di propagazione delle onde di taglio (Vs) dalla relazione geologica si legge che "l'andamento delle velocità con la profondità si dimostra piuttosto articolato ed irregolare sia nell'ambito della stessa verticale che nel confronto fra verticali vicine, evidenziando terreni con caratteristiche litotecniche ed elastiche piuttosto variabili; sono presenti anche inversioni di velocità, specie in superficie fra 4-12m e più raramente attorno a 26÷27m".

In Figura 3-21 e Figura 3-22 si riportano i profili delle velocità delle onde volumetriche di taglio misurate con le due prove down-hole.

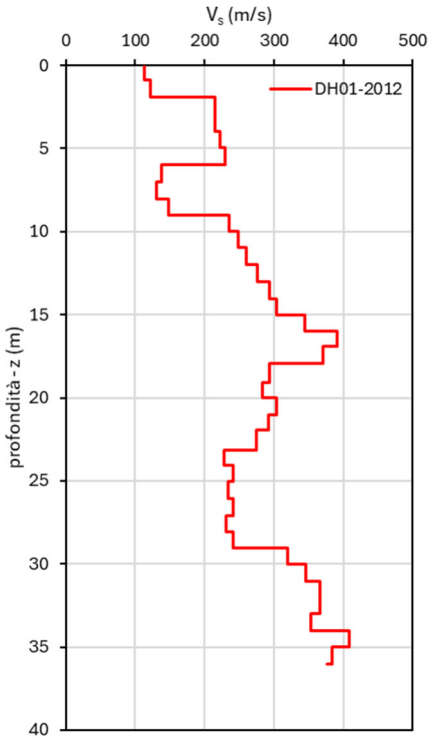


Figura 3-21 Profilo delle Vs con la profondità derivante dalla prova down-hole DH1 eseguita durante la campagna d'indagine 2012.

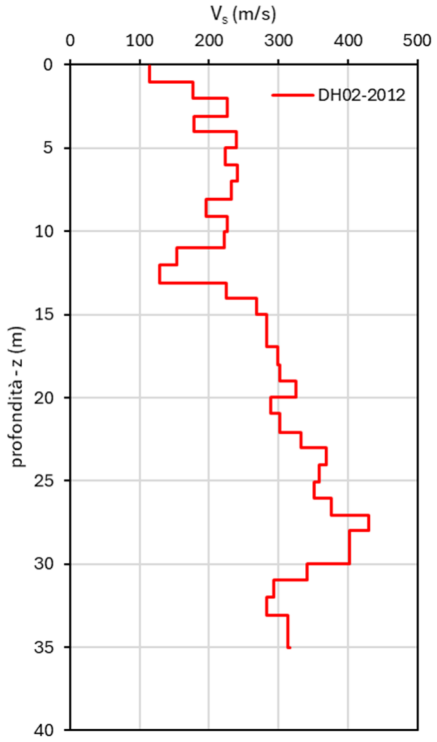


Figura 3-22 Profilo delle Vs con la profondità derivante dalla prova down-hole DH2 eseguita durante la campagna d'indagine 2012.

3.1.2 Campagna di indagine 2023

La campagna d'indagine eseguita nel 2023 dalla C.I.G.I.T. nell'ambito del progetto esecutivo di una nuova struttura polifunzionale comprende:

- N.3 sondaggi a carotaggio continuo profondi 10-30 m con prove in sito e di laboratorio, di cui n° 1 attrezzato con piezometro;
- N.1 Masw per la determinazione della categoria di suolo di fondazione e N.1 prova HVSR.

L'ubicazione delle indagini è riportata nell'immagine satellitare di Figura 3-23.

Inoltre, in Tabella 3-7 si riepilogano sinteticamente quantità, caratteristiche e risultati dei sondaggi del 2023.

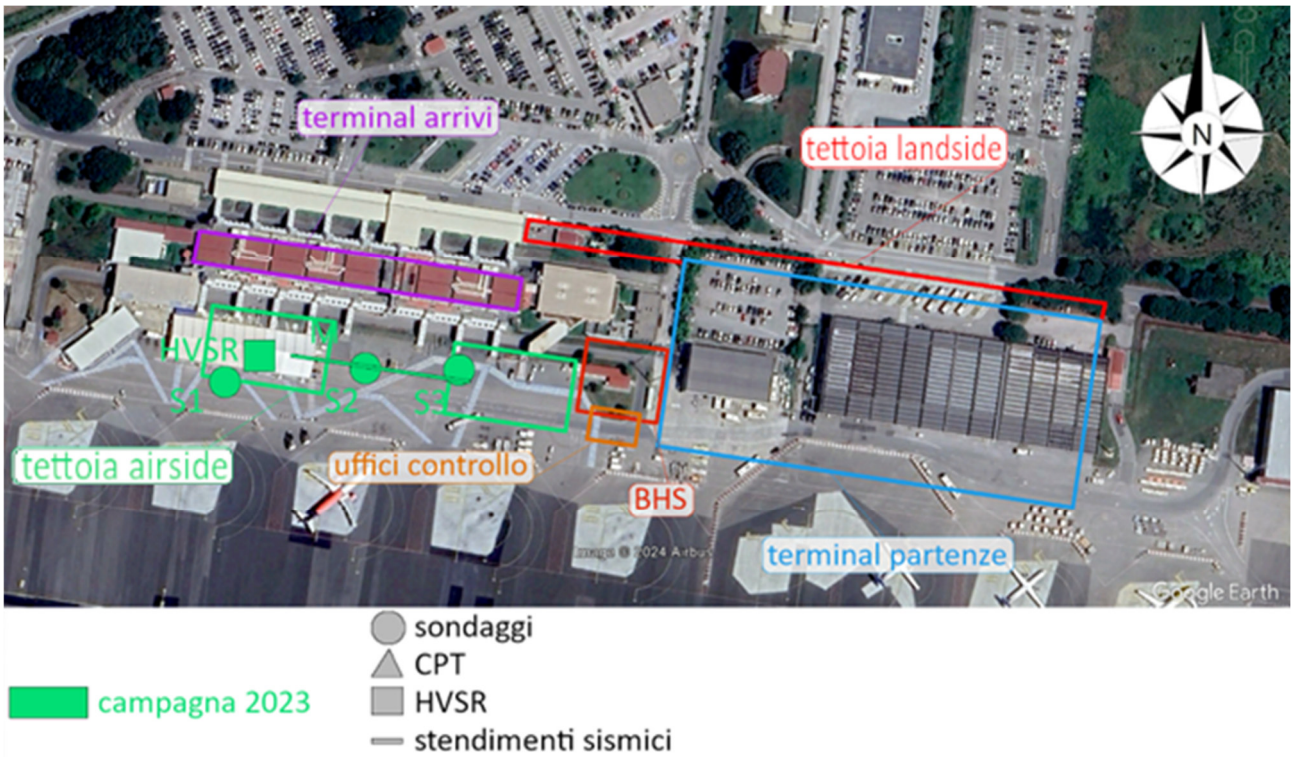


Figura 3-23 Vista satellitare dell'area aeroportuale con indicazione dei sondaggi eseguiti durante la campagna d'indagine del 2013.

Tabella 3-7 Sondaggi e prove in foro eseguite durante la campagna C.I.G.I.T. 2023.

sondaggio	L (m)	Condizionamento	SPT (N)	Lefranc (N)	Campioni (N)	Stratigrafia	z_{falda} (m)
S1	15	piezometro	4	-	-	0-4.2m riporto grossolano 4.2-9.3m sabbie limose e limi sabbioso argillosi. A seguire limi argillosi poco consistenti con tracce di sostanza organica	3.8
S2	10	-	2	-	2	0-3.5m riporto grossolano 3.5-8.1m sabbie e sabbie limose a tratti con ghiaia A seguire limi argillosi grigiastri	-
S3	30	-	4	-	2	0-8.2m sabbie e sabbie limose a tratti con ghiaia 8.2-13.9m limi argillosi grigiastri con lignite A seguire sabbie e sabbie limose a tratti con ghiaia e ciottoli	-

Con L: lunghezza del sondaggio e z_{falda}: profondità della falda dal piano campagna.

Il piezometro installato sul sondaggio S1 nel mese di agosto 2023 misura una profondità del livello di falda pari a 3.8m dal piano campagna.

Nella seguente Tabella 3-8 si riportano ubicazione e risultati delle prove penetrometriche standard SPT eseguite durante la campagna d'indagine 2023.

Tabella 3-8 Risultati delle prove SPT eseguite durante la campagna d'indagine 2023.

Sondaggio	z (m)	tipo di terreno	N_{SPT}
S1	2.0	R	8
S1	4.5	SL	13
S1	12.8	LA	8
S2	2.0	R	13
S2	6.0	SL	11
S3	2.0	R	8
S3	4.5	R	13
S3	12.8	LA	8
S3	19.3	SL	36

con z: profondità di prova, tipo di terreno LA: limo argilloso, tipo di terreno SL: sabbia limosa, N_{SPT}: numero di colpi SPT.

In Figura 3-24 si riportano i risultati delle prove SPT eseguite sull'abaco di Holtz (1957) per la stima della densità relativa del terreno, quest'ultimi riportati in funzione della profondità in Figura 3-25. In Figura 3-26 si riportano quindi i valori dell'angolo d'attrito del terreno stimati in funzione della densità relativa mediante l'abaco di Schmertmann (1977). Le sopracitate figure mostrano valori di densità relativa compresi tra il 55 e 73% e di corrispondenti valori di angolo d'attrito compresi tra 38 e 40°.

In Tabella 3-9 si riportano i risultati delle prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati prelevati dai quattro sondaggi della campagna d'indagine 2023. Per una più agevole comprensione i valori di peso specifico naturale, porosità, coesione ed angolo d'attrito (questi ultimi misurate da prove di taglio diretto) sono riportati in funzione della profondità nei profili di Figura 3-27, Figura 3-28, Figura 3-29 e Figura 3-30. In Figura 3-19 si riporta inoltre in funzione della profondità la composizione granulometrica dei campioni.

I risultati mostrano valori di peso naturale dell'unità di volume generalmente compresi tra 18 e 19kN/m^3, porosità generalmente comprese tra 38 e 45%, valori di coesione compresi tra 2 e 13kPa ed angolo d'attrito variabili tra 20 e 34°. Le prove granulometriche confermano la presenza di terreni sabbioso limosi debolmente argillosi (sabbia 65-75%%, limo 15-30%, argilla 3-4%), con intercalazioni di limi argillosi debolmente sabbiosi (limo 40%, argilla 45%, sabbia 5%).

Tabella 3-9 Risultati delle prove di laboratorio eseguite nell'ambito della campagna d'indagine C.I.G.I.T. 2023.

Sondaggio	Campione	z_m (m)	Tipologia di terreno	w (%)	γ_d (kN/m^3)	n	γ_{sat} (kN/m^3)	γ_s (kN/m^3)	ϕ'_{TD} (°)	c'_{TD} (kPa)
S1	C1	4.4	SL	28.4	13.98	0.45	18.42	25.55	25.1	1.8
	C2	10.4	LA	27.7	14.44	0.44	18.78	25.87	20.2	12.6
S3	C1	12.6	LA	27.0	14.91	0.42	19.01	25.63	20.9	10.5
	C2	29.5	SL	24.5	14.81	0.38	18.54	23.87	33.9	4.4

Con z_m: profondità di prelievo del campione, w: contenuto d'acqua, γ_d: peso specifico asciutto, n: porosità, w_l: limite liquido, w_p: limite plastico, I_P: indice di plasticità, ϕ'_{TD}: angolo d'attrito, c'_{TD}: coesione.

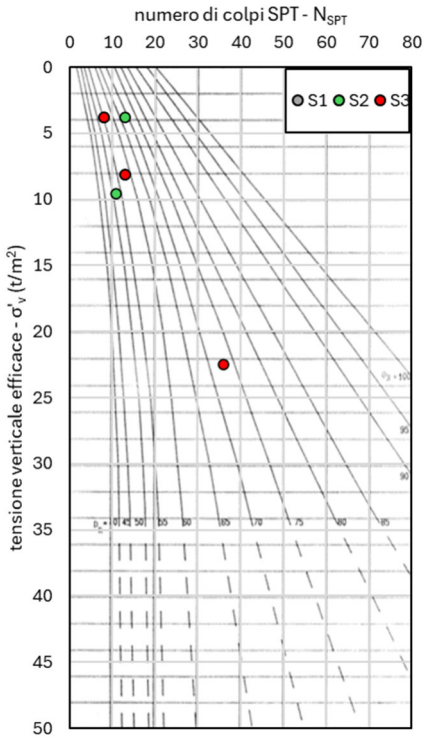


Figura 3-24 Risultati delle prove SPT condotte durante la campagna d'indagine del 2023 in termini di densità relativa in funzione della tensione verticale efficace agente alla profondità di prova (Gibbs and Holtz, 1957).

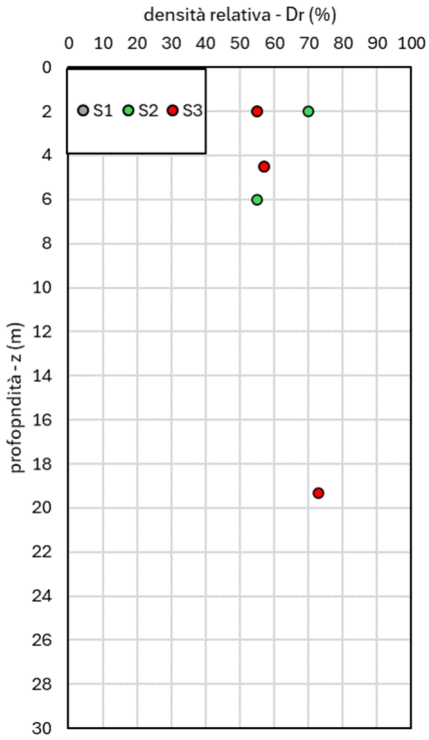


Figura 3-25 Risultati delle prove SPT condotte durante la campagna d'indagine del 2023 in termini di densità relativa in funzione della profondità.

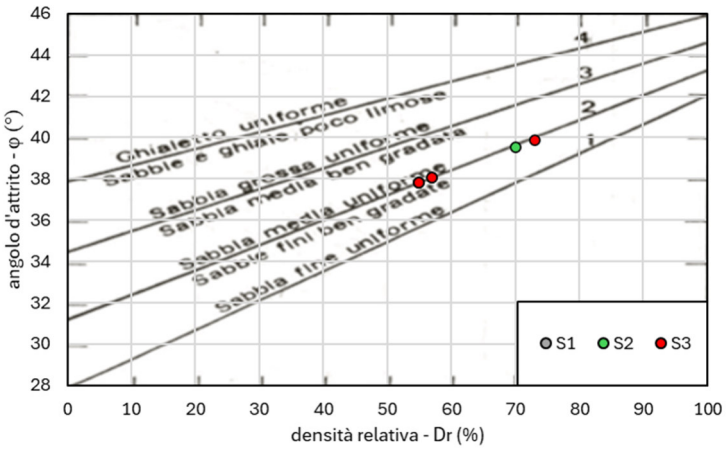


Figura 3-26 Risultati delle prove SPT condotte durante la campagna d'indagine del 2023 in termini di angolo d'attrito espresso in funzione della densità relativa (Schmertmann, 1977).

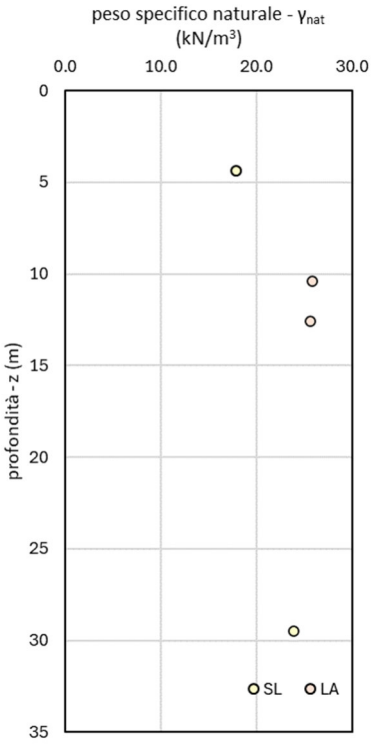


Figura 3-27 Valori del peso specifico naturale misurati mediante prove di laboratorio (campagna d'indagine 2012) in funzione della profondità.

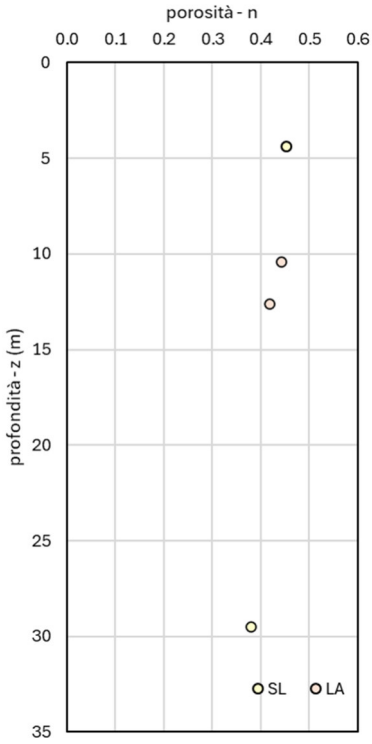


Figura 3-28 Valori di porosità misurati mediante prove di laboratorio (campagna d'indagine 2012) in funzione della profondità.

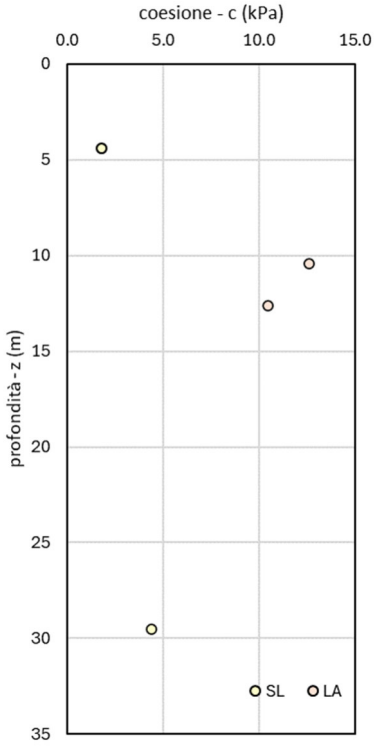


Figura 3-29 Valori di coesione misurati mediante prove di taglio diretto (campagna d'indagine 2012) in funzione della profondità.

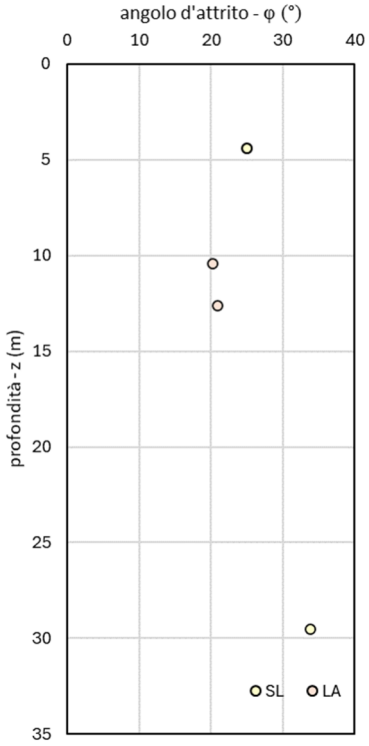


Figura 3-30 Valori dell'angolo d'attrito misurati mediante prove di taglio diretto (campagna d'indagine 2012) in funzione della profondità.

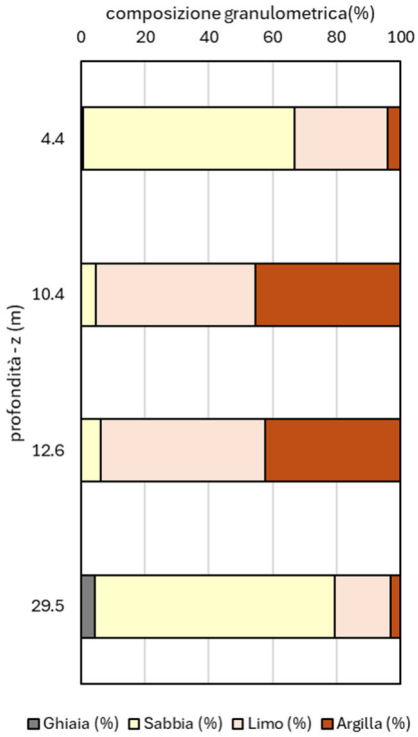


Figura 3-31 Composizione granulometrica dei campioni indisturbati prelevati durante la campagna d'indagine 2023.

In Figura 3-32 e Figura 3-33 si riportano i profili della velocità di propagazione delle onde volumetriche di taglio con la profondità rispettivamente misurati mediante prova MASW ed inversione della prova HVSR.

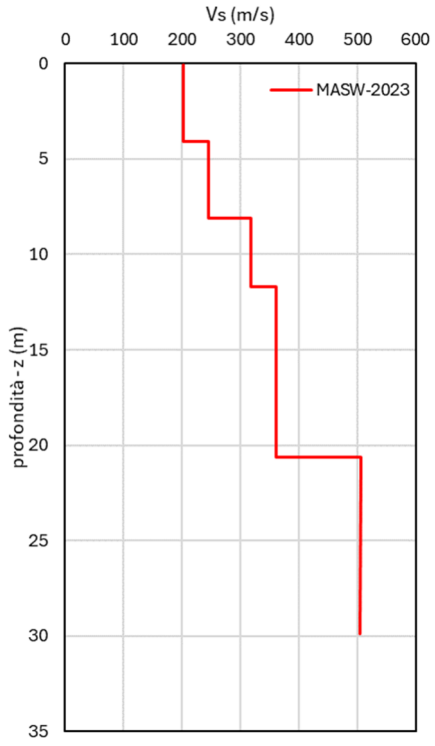


Figura 3-32 Andamento della velocità di propagazione delle onde volumetriche di taglio con la profondità misurato mediante la prova MASW eseguita durante la campagna d'indagine 2023.

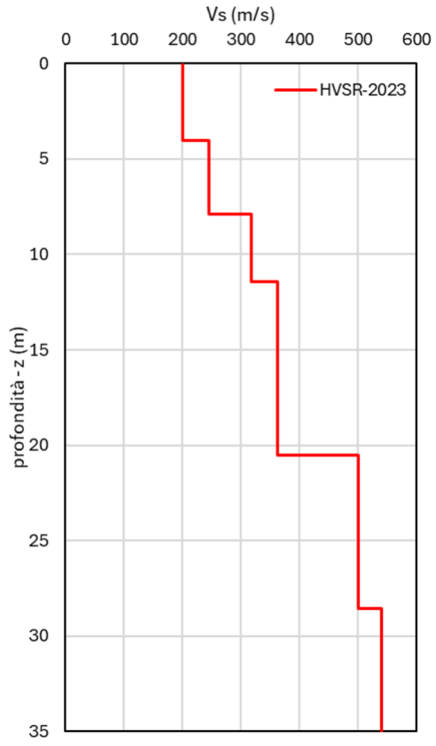


Figura 3-33 Andamento della velocità di propagazione delle onde volumetriche di taglio con la profondità misurato mediante inversione della prova HVSR eseguita durante la campagna d'indagine 2023.

3.1.3 Campagna di indagine 2024

La campagna d'indagine eseguita ad-hoc per la progettazione oggetto della presente relazione ha compreso:

- N.4 sondaggi a carotaggio continuo attrezzati con piezometro profondi 40m, con prove in sito tipo Lefranc ed SPT, e prelievo di campioni geotecnici ed ambientali da sottoporre ad analisi di laboratorio;
- N.8 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono della profondità di 40m ciascuna, con N.2 prove di dissipazione per ogni verticale;
- N.3 prove geofisiche MASW

L'ubicazione delle indagini è riportata nella vista satellitare di Figura 3-34.

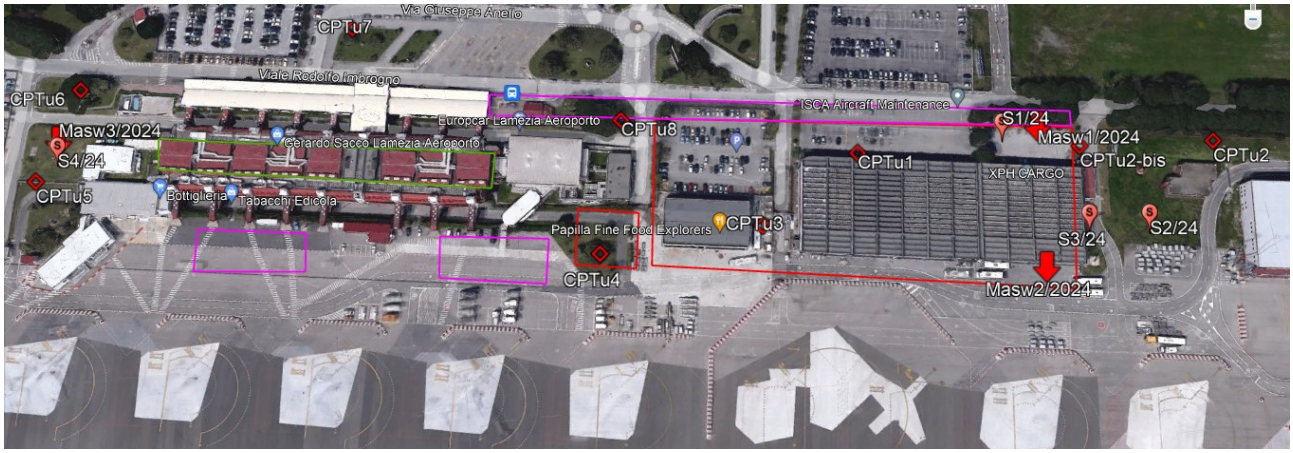


Figura 3-34 Vista satellitare dell'area aeroportuale con indicazione dei sondaggi eseguiti durante la campagna d'indagine del 2024.

L'analisi delle colonne stratigrafiche dei sondaggi ha permesso di ricostruire per ogni verticale il profilo di sottosuolo descritto nelle tabelle sottostanti (Tabella 3-10) dove ogni strato è stato ricondotto ad una delle seguenti categorie di terreno: sabbia limosa (SL) o LA (limo argilloso).

Tabella 3-10 Stratigrafie dedotte dai quattro sondaggi a carotaggio continuo della campagna 2024.

S1

z_{up} (m)	z_{dw} (m)	h (m)	tipologia di terreno
0	2	2	riporto
2	5.6	3.6	SL
5.6	7.5	1.9	LA
7.5	8	0.5	SL
8	8.35	0.35	LA
8.35	40	31.65	SL

S2

z_{up} (m)	z_{dw} (m)	h (m)	tipologia di terreno
0	5.1	5.1	SL
5.1	5.6	0.5	LA
5.6	6.6	1	SL
6.6	8	1.4	LA
8	40	32	SL

S3

z_{up} (m)	z_{dw} (m)	h (m)	tipologia di terreno
0	2.4	2.4	riporto
2.4	3.55	1.15	LA
3.55	5.15	1.6	SL
5.15	6.1	0.95	LA
6.1	6.5	0.4	SL
6.5	8	1.5	LA
8	25.9	17.9	SL
25.9	28.2	2.3	LA
28.2	40	11.8	SL

S4

z_{up} (m)	z_{dw} (m)	h (m)	tipologia di terreno
0.0	1.5	1.5	riporto
1.5	5.3	3.8	SL
5.3	6.7	1.4	LA
6.7	7.5	0.9	SL
7.5	9.8	2.3	LA
9.8	17.4	7.6	SL
17.4	20.2	2.8	LA
20.2	40.0	19.8	SL

Con z_{up}: profondità del tetto dello strato, z_{dw}: profondità del letto dello strato, h: spessore dello strato, tipo di terreno LA: limo argilloso, tipo di terreno SL: sabbia limosa.

Le letture piezometriche hanno rilevato valori della profondità della falda compresi tra 2.74 e 5.4m dal piano campagna.

Nella seguente Tabella 3-11 si riportano ubicazione e risultati delle prove penetrometriche standard SPT eseguite durante la campagna d'indagine 2024.

Tabella 3-11 Risultati delle prove SPT eseguite durante la campagna d'indagine 2024.

Sondaggio	z (m)	litologia	N_{SPT}
S1	3.0	SL	9
S1	6.5	LA	2
S1	9.0	SL	4
S1	12.0	SL	61
S1	15.0	SL	26
S1	21.0	SL	57
S1	24.0	SL	32
S1	27.5	SL	31
S1	30.0	SL	32
S2	3.0	SL	7
S2	6.0	SL	8
S2	9.0	SL	14
S2	12.0	SL	34
S2	15.0	SL	
S2	18.0	SL	37
S2	21.0	SL	46
S2	24.0	SL	48
S2	28.0	SL	31
S2	30.2	SL	32

Sondaggio	z (m)	litologia	N_{SPT}
S3	3.1	SL	8
S3	6.0	SL	4
S3	12.0	SL	4
S3	15.0	SL	38
S3	18.0	SL	30
S3	21.0	SL	44
S3	24.0	SL	55
S3	25.5	SL	21
S3	28.5	SL	28
S3	31.5	SL	22
S4	3.0	SL	7
S4	6.0	SL	6
S4	9.0	LA	6
S4	12.0	SL	21
S4	15.0	SL	36
S4	18.7	LA	17
S4	21.0	SL	43
S4	24.0	SL	32
S4	27.0	SL	R
S4	30.0	SL	R

In Figura 3-35 si riportano i risultati delle prove SPT eseguite sull'abaco di Holtz (1957) per la stima della densità relativa del terreno, quest'ultimi riportati in funzione della profondità in Figura 3-36. In Figura 3-37 si riportano quindi i valori dell'angolo d'attrito del terreno stimati in funzione della densità relativa mediante l'abaco di Schmertmann (1977). Le sopracitate figure mostrano valori di densità relativa alquanto variabili, compresi tra il 29 e 70%, ai quali corrispondono valori di angolo d'attrito compresi tra 32° e 40°.

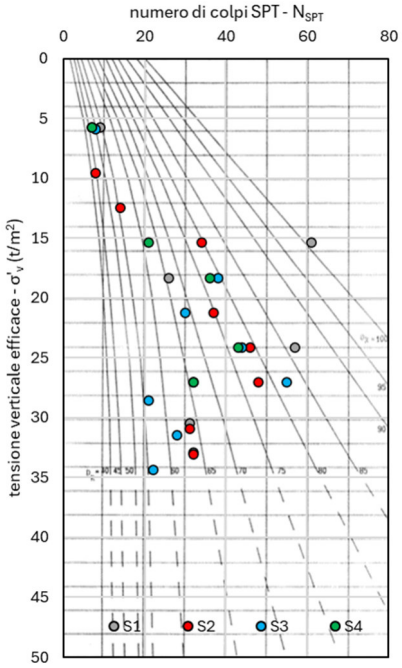


Figura 3-35 Risultati delle prove SPT condotte durante la campagna d'indagine del 2024 in termini di densità relativa in funzione della tensione verticale efficace agente alla profondità di prova (Gibbs and Holtz, 1957).

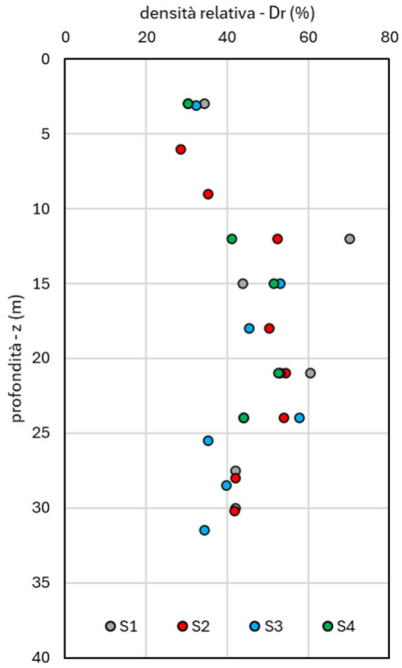


Figura 3-36 Risultati delle prove SPT condotte durante la campagna d'indagine del 2024 in termini di densità relativa in funzione della profondità.

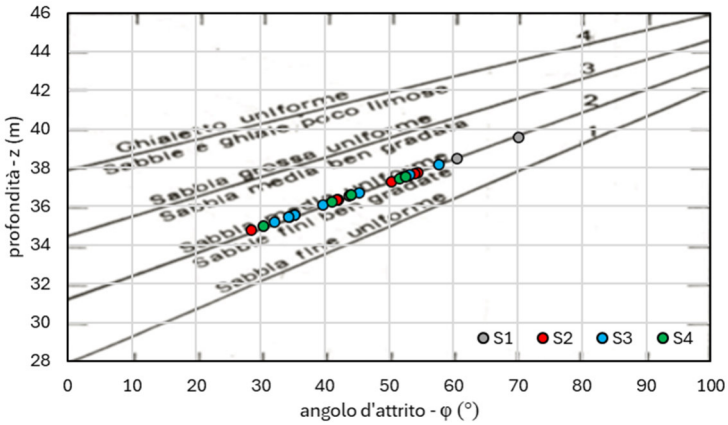


Figura 3-37 Risultati delle prove SPT condotte durante la campagna d'indagine del 2024 in termini di angolo d'attrito espresso in funzione della densità relativa (Schmertmann, 1977).

Di seguito si riportano per ognuna delle 8 prove CPTu eseguite il profilo della resistenza alla punta qt, della resistenza laterale f_s, della pressione interstiziale u, dell'indice di comportamento I_C ed i valori della resistenza alla punta diagrammati in funzione della tensione verticale efficace nell'abaco di Bowles (1996). Delle prove CPT eseguite, N.5 prove sono state condotte a profondità maggiore di 15.0m dal piano campagna mentre le rimanenti si sono arrestate a profondità minori.

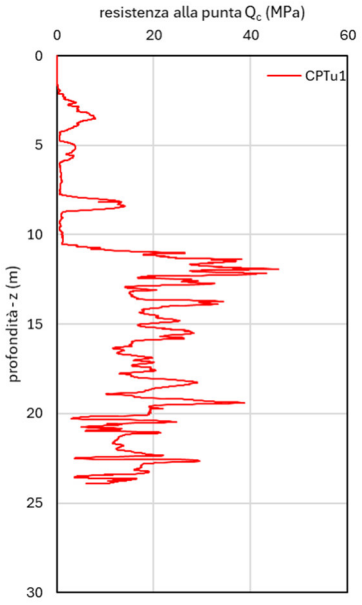


Figura 3-38 Profilo della resistenza alla punta relativo alla prova CPTu1 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

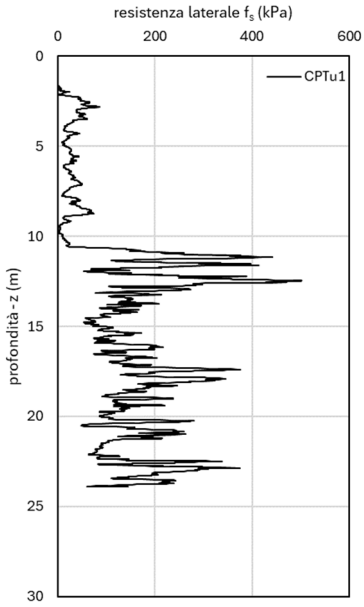


Figura 3-39 Profilo della resistenza laterale relativo alla prova CPTu1 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

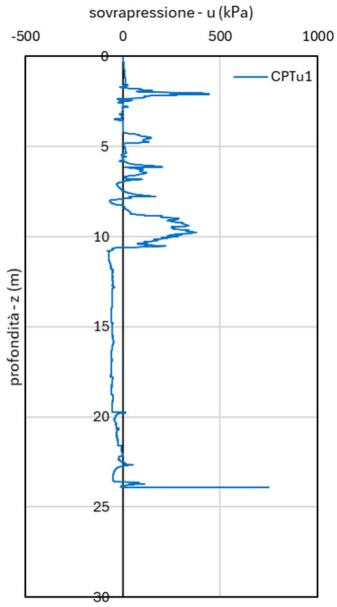


Figura 3-40 Profilo della pressione neutra relativo alla prova CPTu1 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

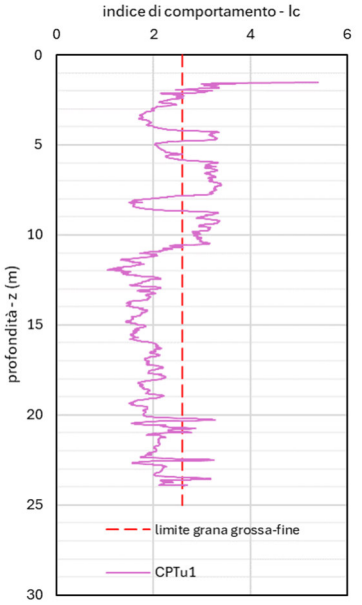


Figura 3-41 Profilo dell'indice di comportamento relativo alla prova CPTu1 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

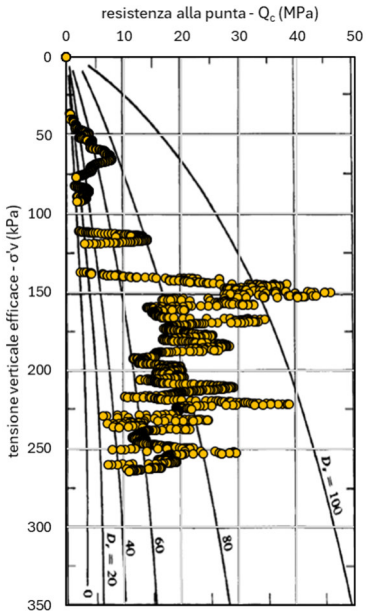


Figura 3-42 Risultati della prova CPTu1 (campagna d'indagine 2024) riportati sull'abaco di Bowles (1996) per la stima della densità relativa.

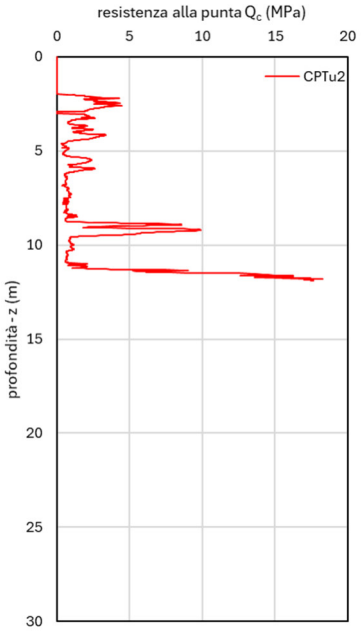


Figura 3-43 Profilo della resistenza alla punta relativo alla prova CPTu2 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

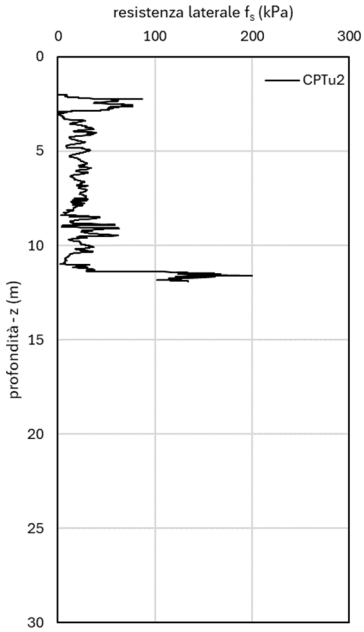


Figura 3-44 Profilo della resistenza laterale relativo alla prova CPTu2 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

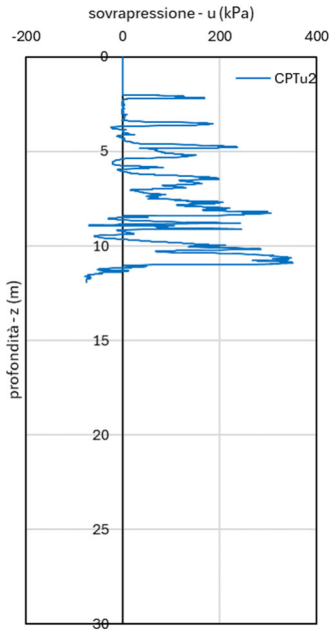


Figura 3-45 Profilo della pressione neutra relativo alla prova CPTu2 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

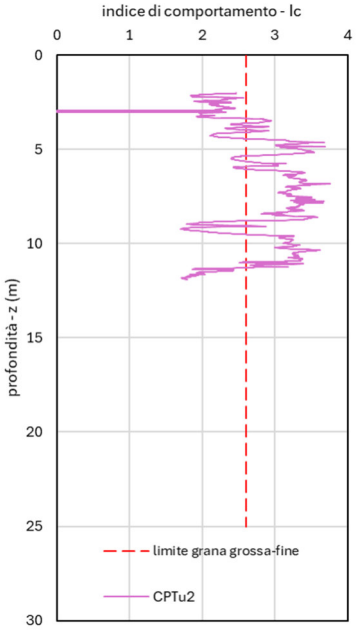


Figura 3-46 Profilo dell'indice di comportamento relativo alla prova CPTu2 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

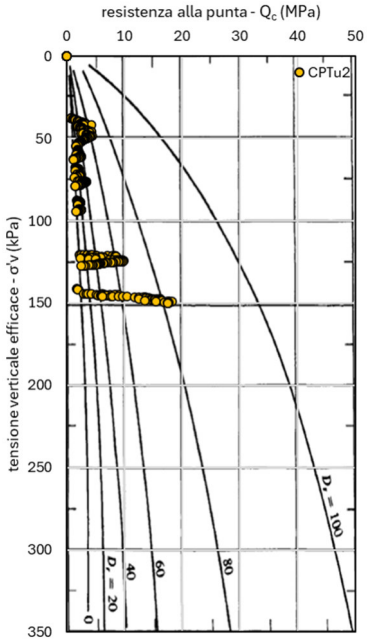


Figura 3-47 Risultati della prova CPTu2 (campagna d'indagine 2024) riportati sull'abaco di Bowles (1996) per la stima della densità relativa.

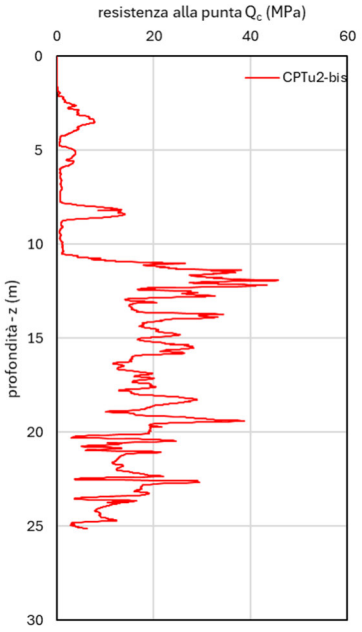


Figura 3-48 Profilo della resistenza alla punta relativo alla prova CPTu2bis condotta durante la campagna d'indagine 2024.

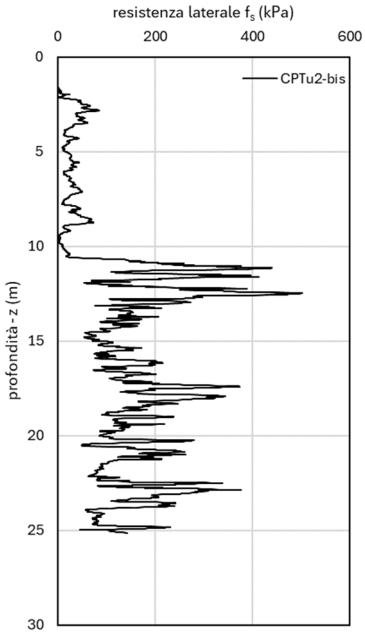


Figura 3-49 Profilo della resistenza laterale relativo alla prova CPTu2bis condotta durante la campagna d'indagine 2024.

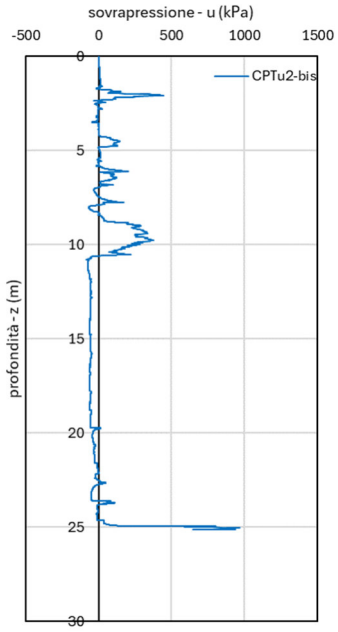


Figura 3-50 Profilo della pressione neutra relativo alla prova CPTu2bis condotta durante la campagna d'indagine 2024.

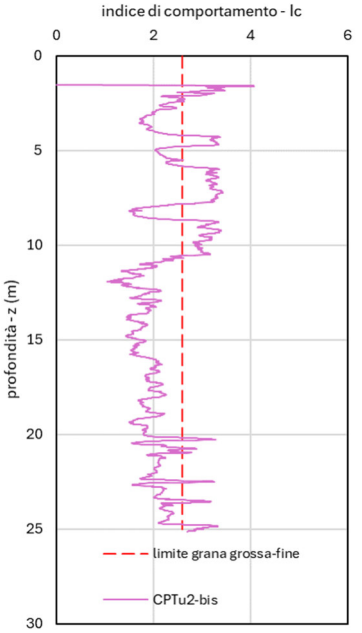


Figura 3-51 Profilo dell'indice di comportamento relativo alla prova CPTu2bis condotta durante la campagna d'indagine 2024.

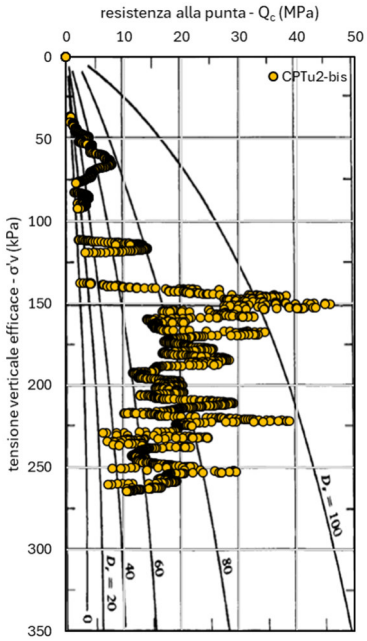


Figura 3-52 Risultati della prova CPTu2bis (campagna d'indagine 2024) riportati sull'abaco di Bowles (1996) per la stima della densità relativa.

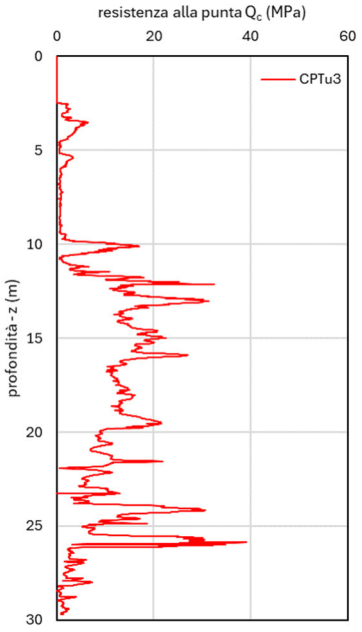


Figura 3-53 Profilo della resistenza alla punta relativo alla prova CPTu3 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

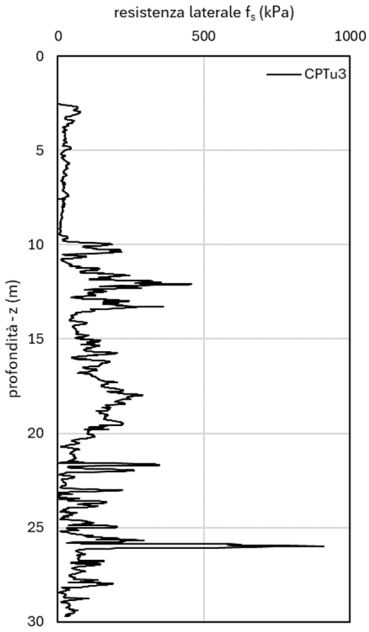


Figura 3-54 Profilo della resistenza laterale relativo alla prova CPTu3 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

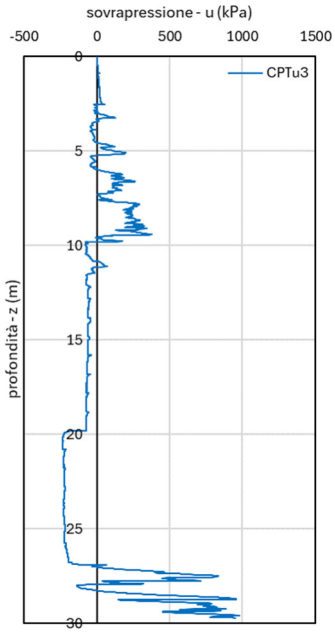


Figura 3-55 Profilo della pressione neutra relativo alla prova CPTu3 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

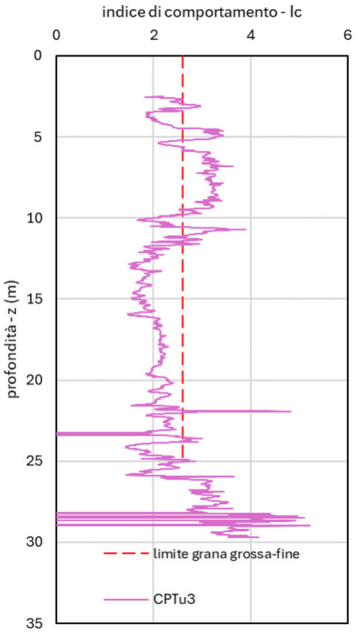


Figura 3-56 Profilo dell'indice di comportamento relativo alla prova CPTu3 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

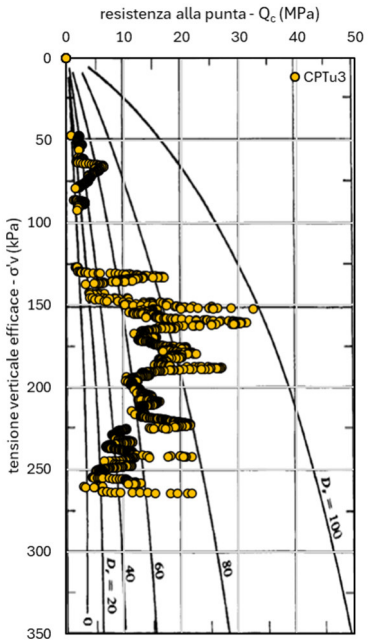


Figura 3-57 Risultati della prova CPTu3 (campagna d'indagine 2024) riportati sull'abaco di Bowles (1996) per la stima della densità relativa.

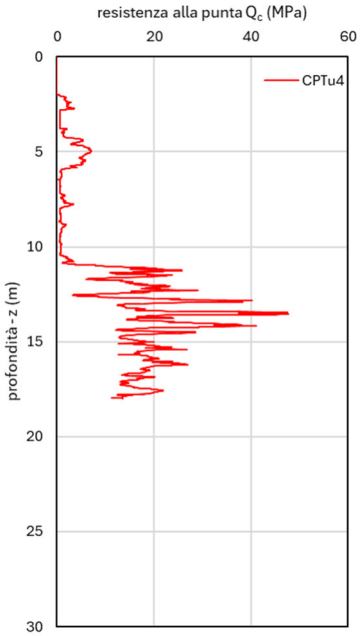


Figura 3-58 Profilo della resistenza alla punta relativo alla prova CPTu4 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

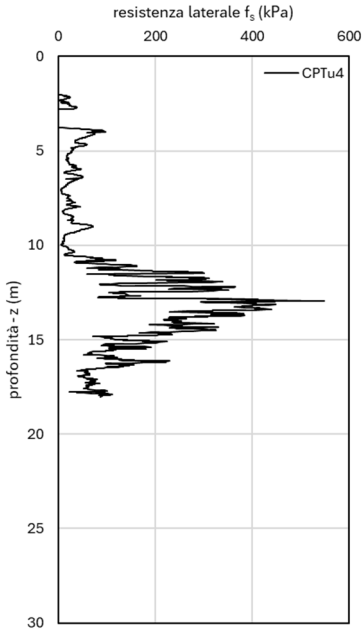


Figura 3-59 Profilo della resistenza laterale relativo alla prova CPTu4 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

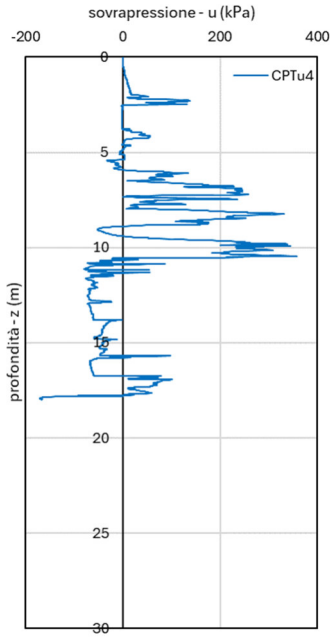


Figura 3-60 Profilo della pressione neutra relativo alla prova CPTu4 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

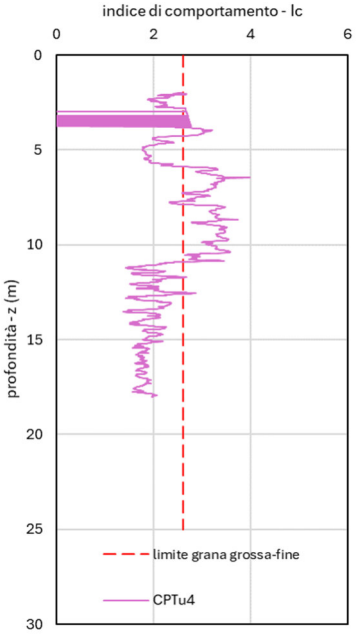


Figura 3-61 Profilo dell'indice di comportamento relativo alla prova CPTu4 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

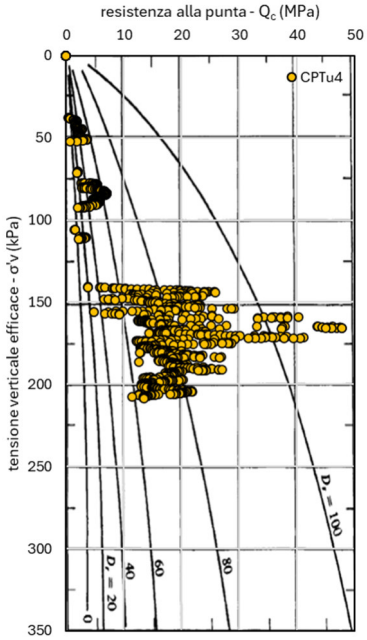


Figura 3-62 Risultati della prova CPTu4 (campagna d'indagine 2024) riportati sull'abaco di Bowles (1996) per la stima della densità relativa.

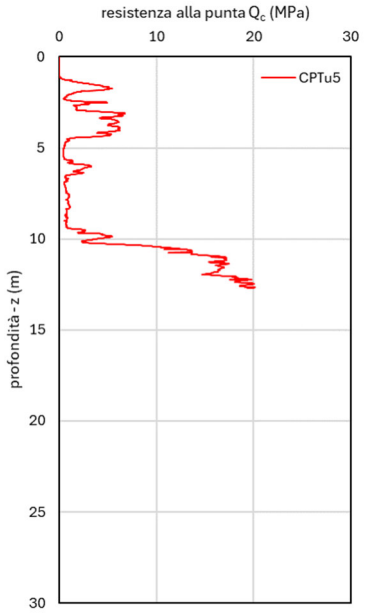


Figura 3-63 Profilo della resistenza alla punta relativo alla prova CPTu5 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

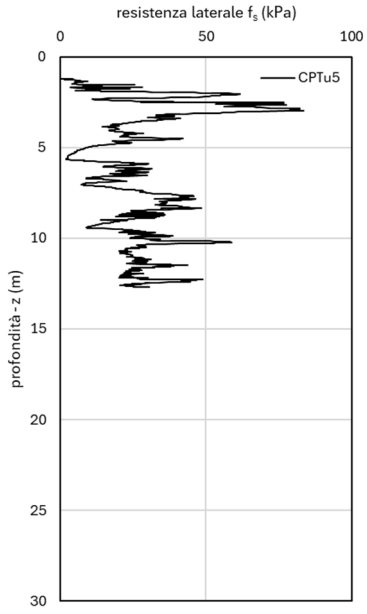


Figura 3-64 Profilo della resistenza laterale relativo alla prova CPTu5 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

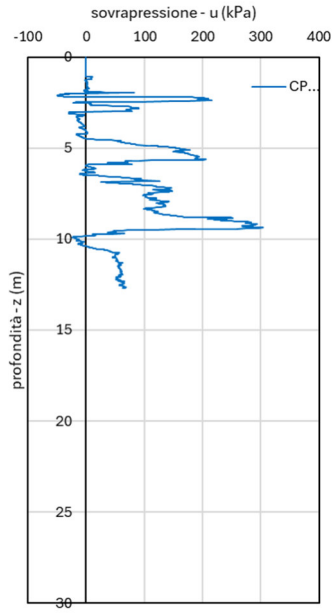


Figura 3-65 Profilo della pressione neutra relativo alla prova CPTu5 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

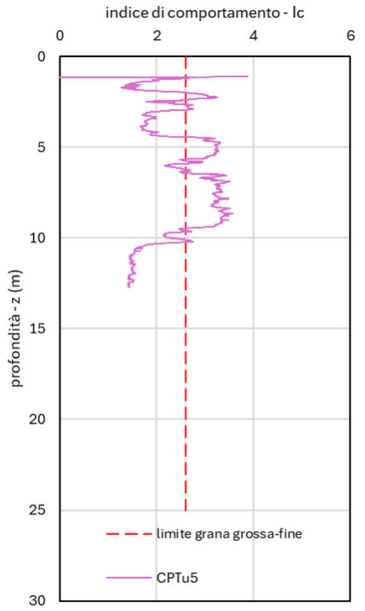


Figura 3-66 Profilo dell'indice di comportamento relativo alla prova CPTu5 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

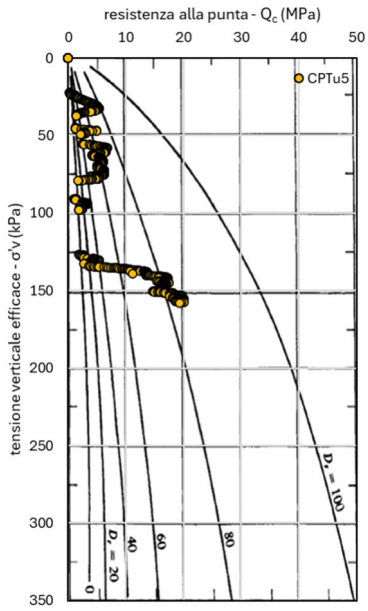


Figura 3-67 Risultati della prova CPTu5 (campagna d'indagine 2024) riportati sull'abaco di Bowles (1996) per la stima della densità relativa.

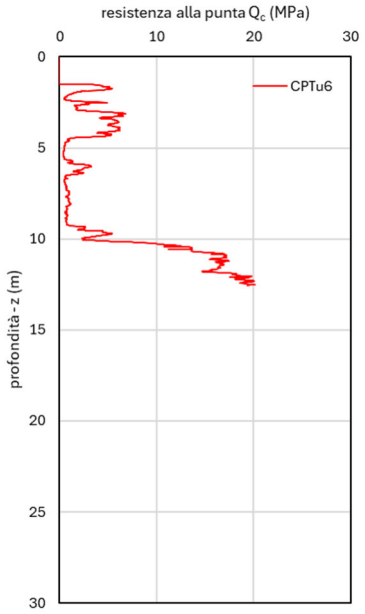


Figura 3-68 Profilo della resistenza alla punta relativo alla prova CPTu6 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

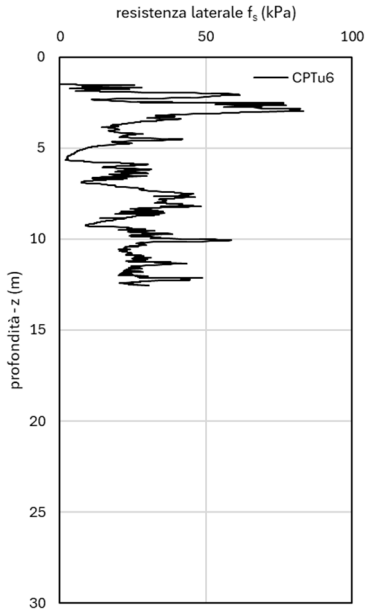


Figura 3-69 Profilo della resistenza laterale relativo alla prova CPTu6 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

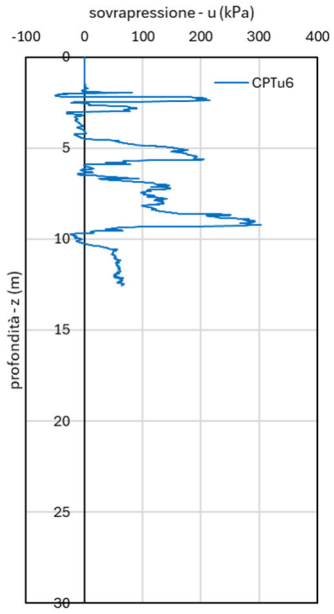


Figura 3-70 Profilo della pressione neutra relativo alla prova CPTu6 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

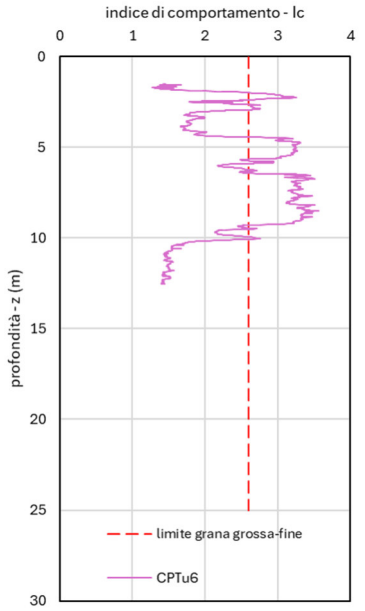


Figura 3-71 Profilo dell'indice di comportamento relativo alla prova CPTu6 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

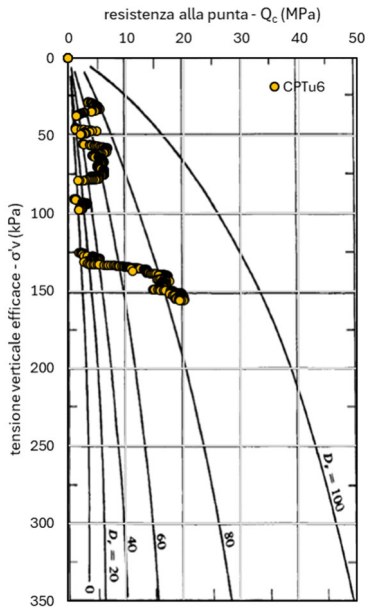


Figura 3-72 Risultati della prova CPTu6 (campagna d'indagine 2024) riportati sull'abaco di Bowles (1996) per la stima della densità relativa.

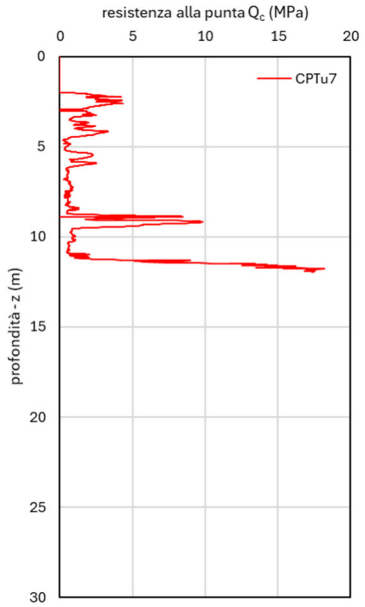


Figura 3-73 Profilo della resistenza alla punta relativo alla prova CPTu7 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

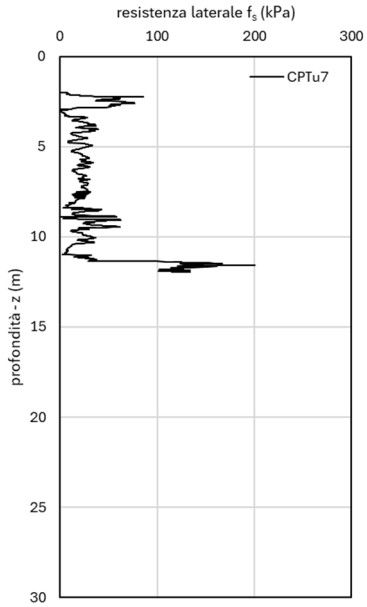


Figura 3-74 Profilo della resistenza laterale relativo alla prova CPTu7 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

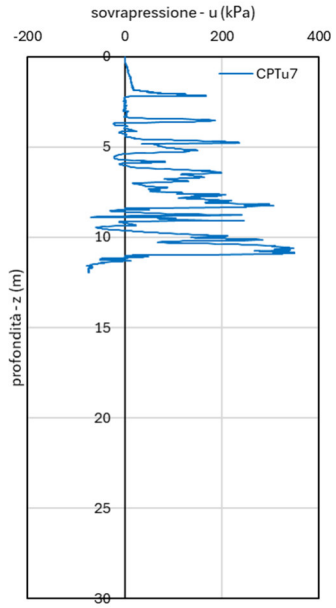


Figura 3-75 Profilo della pressione neutra relativo alla prova CPTu7 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

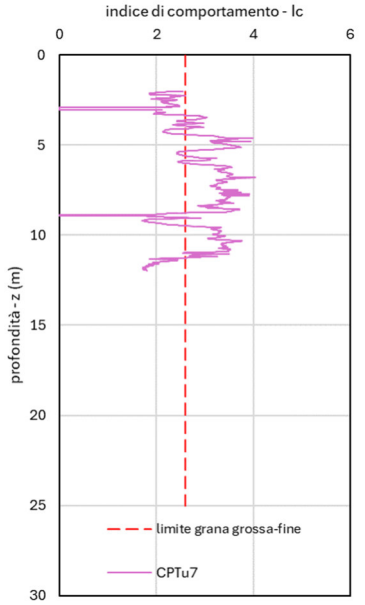


Figura 3-76 Profilo dell'indice di comportamento relativo alla prova CPTu7 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

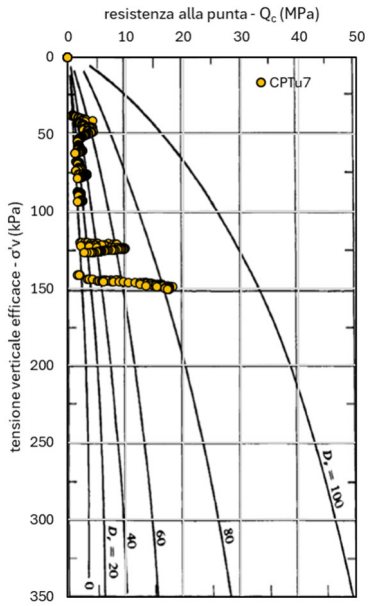


Figura 3-77 Risultati della prova CPTu7 (campagna d'indagine 2024) riportati sull'abaco di Bowles (1996) per la stima della densità relativa.

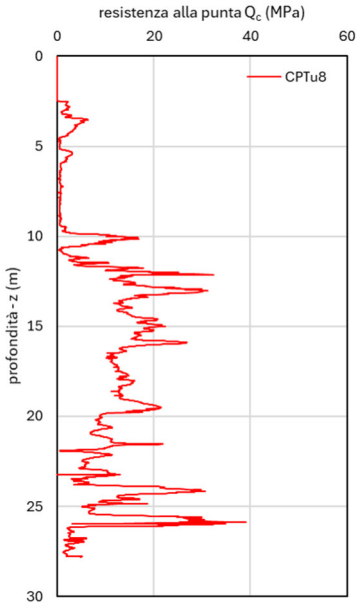


Figura 3-78 Profilo della resistenza alla punta relativo alla prova CPTu8 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

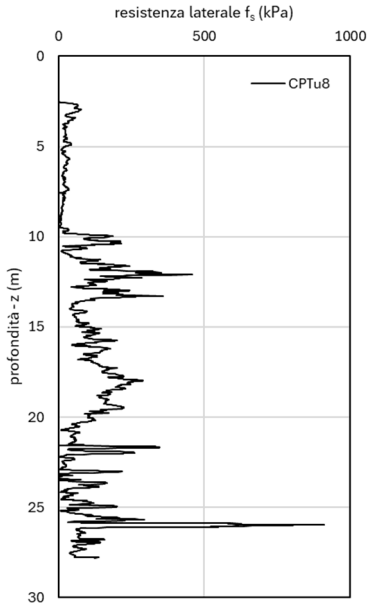


Figura 3-79 Profilo della resistenza laterale relativo alla prova CPTu8 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

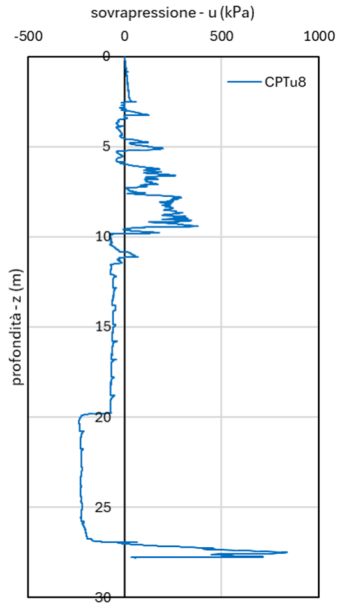


Figura 3-80 Profilo della pressione neutra relativo alla prova CPTu8 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

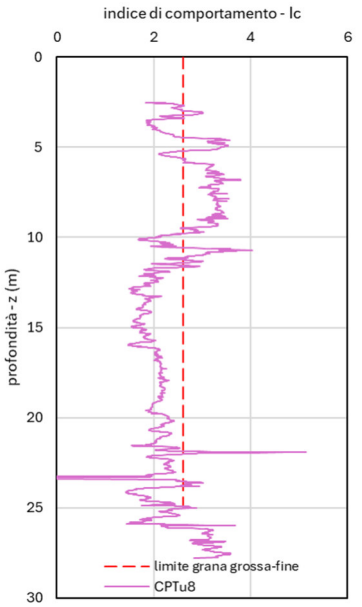


Figura 3-81 Profilo dell'indice di comportamento relativo alla prova CPTu8 condotta durante la campagna d'indagine 2024.

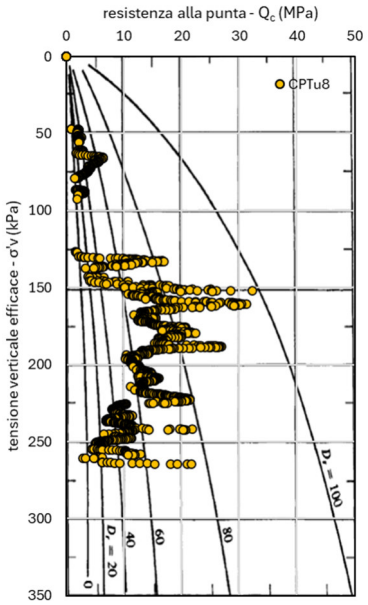


Figura 3-82 Risultati della prova CPTu8 (campagna d'indagine 2024) riportati sull'abaco di Bowles (1996) per la stima della densità relativa.

L'analisi delle prove CPT sopra riportate ha restituito i profili dell'angolo d'attrito e della coesione riportati di seguito in Figura 3-83 e Figura 3-84 in funzione della profondità. Tali analisi restituiscono un valore medio dell'angolo d'attrito pari a 38° e della coesione pari a 40kPa.

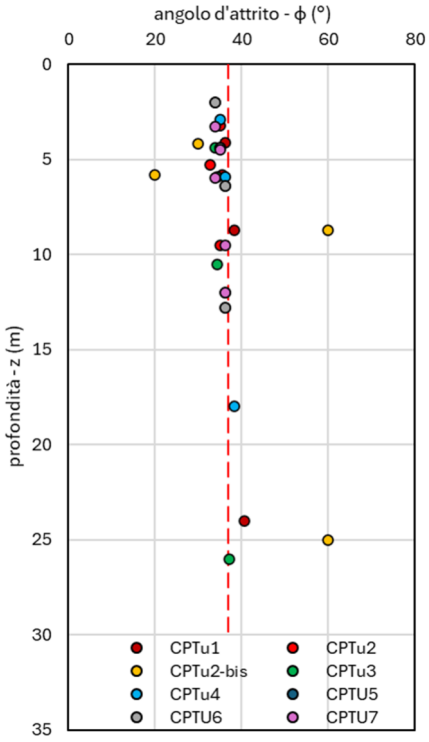


Figura 3-83 profilo dell'angolo d'attrito risultante dall'analisi delle prove CPTu condotte nell'ambito della campagna d'indagine 2024.

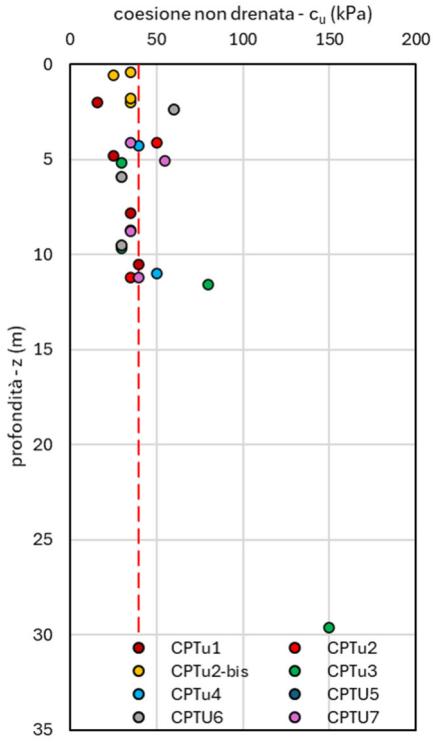


Figura 3-84 profilo della coesione non drenata risultante dall'analisi delle prove CPTu condotte nell'ambito della campagna d'indagine 2024.

In Tabella 3-12 si riportano i risultati delle prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati prelevati dai quattro sondaggi della campagna d'indagine 2024. Per una più agevole comprensione i valori di peso specifico naturale, porosità, coesione ed angolo d'attrito (questi ultimi misurate da prove di taglio diretto) sono riportati in funzione della profondità nei profili di Figura 3-85, Figura 3-86, Figura 3-87 e Figura 3-88. In Figura 3-89 si riporta inoltre in funzione della profondità la composizione granulometrica dei campioni.

I risultati mostrano per le sabbie limose valori di peso naturale dell'unità di volume generalmente compresi tra 17 e 19kN/m^3, porosità generalmente comprese tra 41 e 53%, valori di coesione compresi tra 1 e 12kPa ed angolo d'attrito variabili tra 24 e 32°. Per i limi argillosi si riscontrano invece valori di peso naturale dell'unità di volume generalmente compresi tra 16 e 19kN/m^3, porosità generalmente comprese tra 54 e 56%, valori di coesione compresi tra 5 e 8kPa ed angolo d'attrito variabili tra 20 e 25°. Le prove granulometriche confermano la presenza di terreni sabbioso limosi debolmente argillosi (sabbia 40-88%%, limo 12-35%, argilla 2-12%), con intercalazioni di limi argillosi debolmente sabbiosi (limo 39-63%, argilla 9-24%, sabbia 26-37%).

Tabella 3-12 Risultati delle prove di laboratorio eseguite nell'ambito della campagna d'indagine 2024.

Sondaggio	Campione	z_m (m)	tipologia di terreno	w (%)	γ_d (kN/m^3)	γ_{sat} (kN/m^3)	γ_s (kN/m^3)	n	ϕ'_{TD} (°)	c'_{TD} (kPa)
S1	CI1	6.2	LA	38.7	12.3	17.5	26.5	0.54	20.4	5.5
	CI2	27.3	SL	25.8	15.2	19.4	26.5	0.43	31.8	8.9
	CI3	34.8	SL	23.9	15.6	19.6	26.5	0.41	32.4	8.8
	CR1	3.8	SL	20.0	15.3	19.4	26.4	0.42	31.0	12.3
	CR2	7.2	LA	30.0			26.7			
	CR3	8.9	SL	25.7			26.6		24.3	2.9
	CR4	11.9	SL				26.6			
	CR5	19.5	SL				26.5			
	CR6	29.3	SL				26.5			
	CR7	32.3	SL				26.5			
	CR8	36.2	LA	29.2			26.6			
S2	CI1	7.3	LA	34.3			26.7		24.7	4.9
	CR1	4.9	LA	18.0			26.5			
S4	CI1	7.8	SL	34.1	12.5	17.7	26.6	0.53	25.0	4.5
	CI2	18.5	LA	35.1	11.8	17.3	26.8	0.56	24.9	8.3
	CR1	3.8	SL	27.9			26.6			
	CR2	8.8	LA	28.8			26.7			
	CR3	11.8	SL	22.5			26.5			
	CR4	15.8	SL				26.3		28.9	1.7
	CR5	17.8	LA	30.3			26.8			
	CR6	19.8	LA	33.4			26.7			
	CR7	11.8	SL				26.5		31.4	1.4
	CR8	36.2	SL				26.3			

Con z_m: profondità di prelievo del campione, w: contenuto d'acqua, γ_d: peso specifico asciutto, n: porosità, w_l: limite liquido, w_p: limite plastico, I_P: indice di plasticità, ϕ'_{TD}: angolo d'attrito, c'_{TD}: coesione.

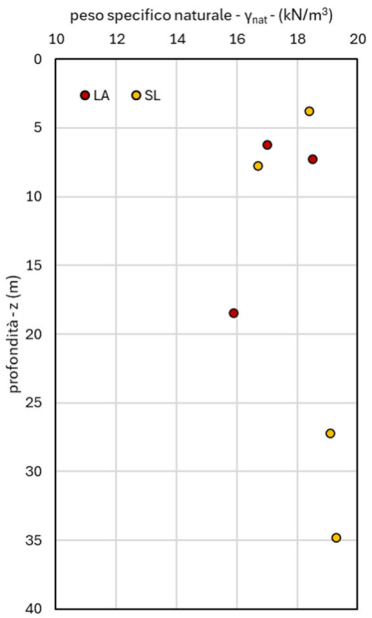


Figura 3-85 Valori del peso specifico naturale misurati mediante prove di laboratorio (campagna d'indagine 2024) in funzione della profondità.

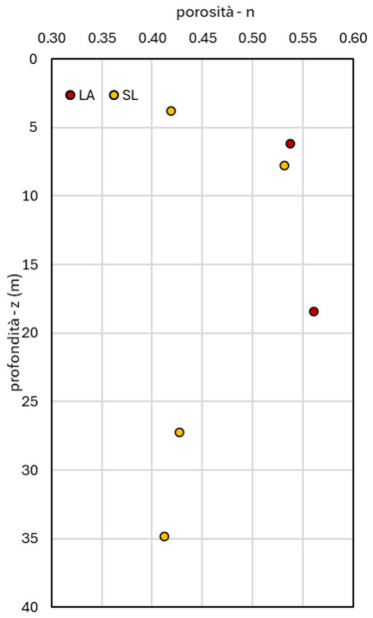


Figura 3-86 Valori di porosità misurati mediante prove di laboratorio (campagna d'indagine 2024) in funzione della profondità.

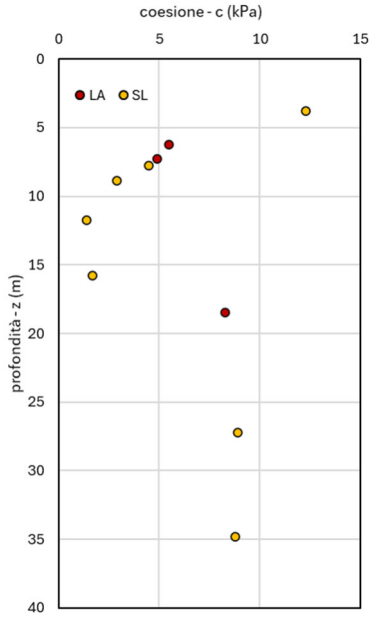


Figura 3-87 Valori di coesione misurati mediante prove di taglio diretto (campagna d'indagine 2024) in funzione della profondità.

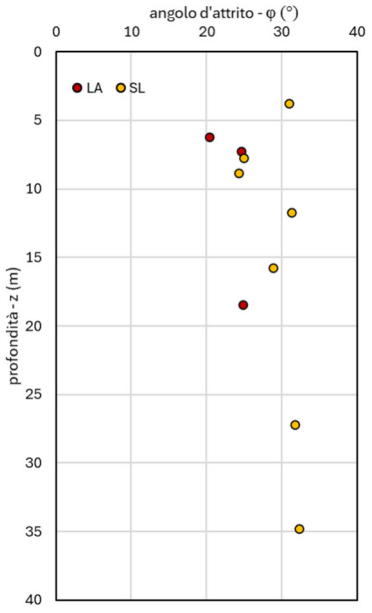


Figura 3-88 Valori dell'angolo d'attrito misurati mediante prove di taglio diretto (campagna d'indagine 2024) in funzione della profondità.

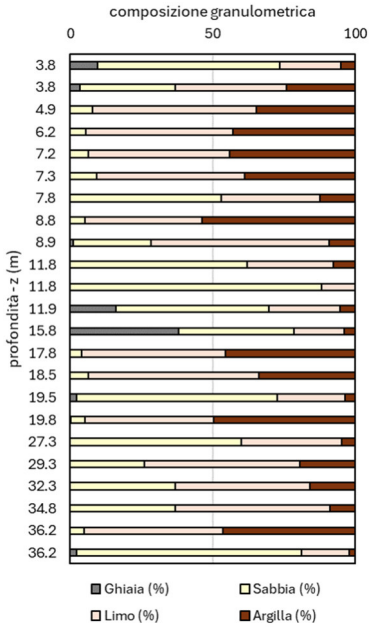


Figura 3-89 Composizione granulometrica dei campioni indisturbati prelevati durante la campagna d'indagine 2024.

In Figura 3-90, Figura 3-91 e Figura 3-92 si riportano i profili della velocità di propagazione delle onde volumetriche di taglio con la profondità misurati mediante le tre MASW eseguite.

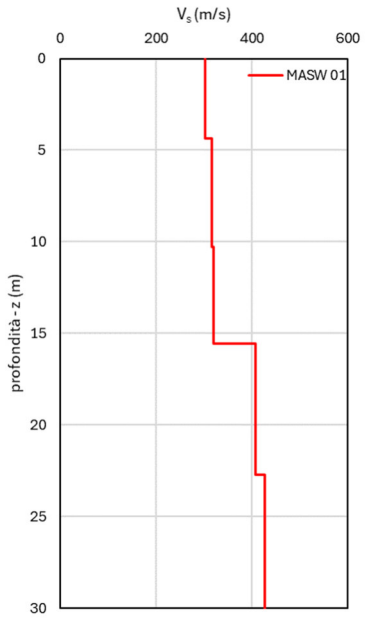


Figura 3-90 Andamento della velocità di propagazione delle onde volumetriche di taglio con la profondità misurato mediante la prova MASW01 eseguita durante la campagna d'indagine 2024.

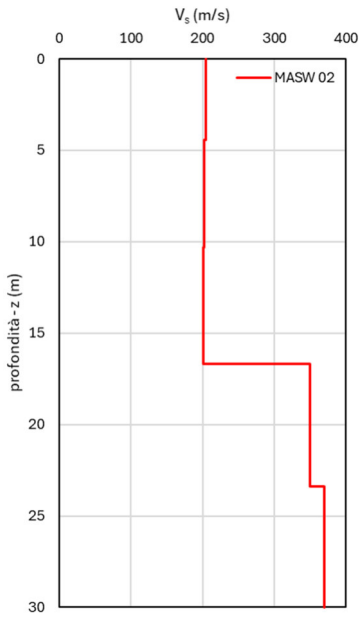


Figura 3-91 Andamento della velocità di propagazione delle onde volumetriche di taglio con la profondità misurato mediante la prova MASW02 eseguita durante la campagna d'indagine 2024.

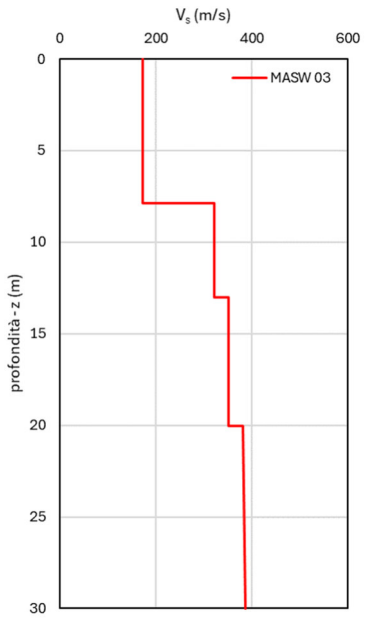


Figura 3-92 Andamento della velocità di propagazione delle onde volumetriche di taglio con la profondità misurato mediante la prova MASW03 eseguita durante la campagna d'indagine 2024.

3.2 Modello geologico

Sulla base dei risultati dei sondaggi a carotaggio continuo e delle prove penetrometriche standard CPT è stato ricostruito un modello geologico correlato con l'ubicazione dei fabbricati

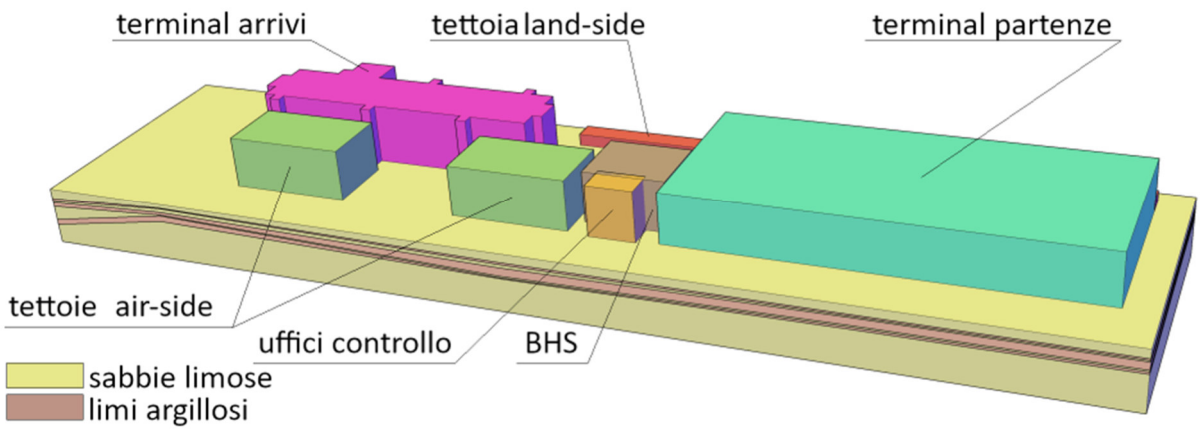


Figura 3-93 Vista assonometrica del modello 3D di sottosuolo con indicazione dei manufatti in superficie.

Con riferimento alla planimetria mostrata in Figura 3-94 sono state individuate N.7 sezioni trasversali e tre sezioni longitudinali in modo da descrivere la variabilità del sottosuolo in corrispondenza dei differenti corpi di fabbrica.

Tutte le sezioni mostrano una ripetizione regolare degli strati sabbiosi e limosi sino alla profondità di circa 12m dal piano campagna a partire dalla quale si riscontra uno spesso deposito sabbioso che si protrae per tutta la profondità investigata.

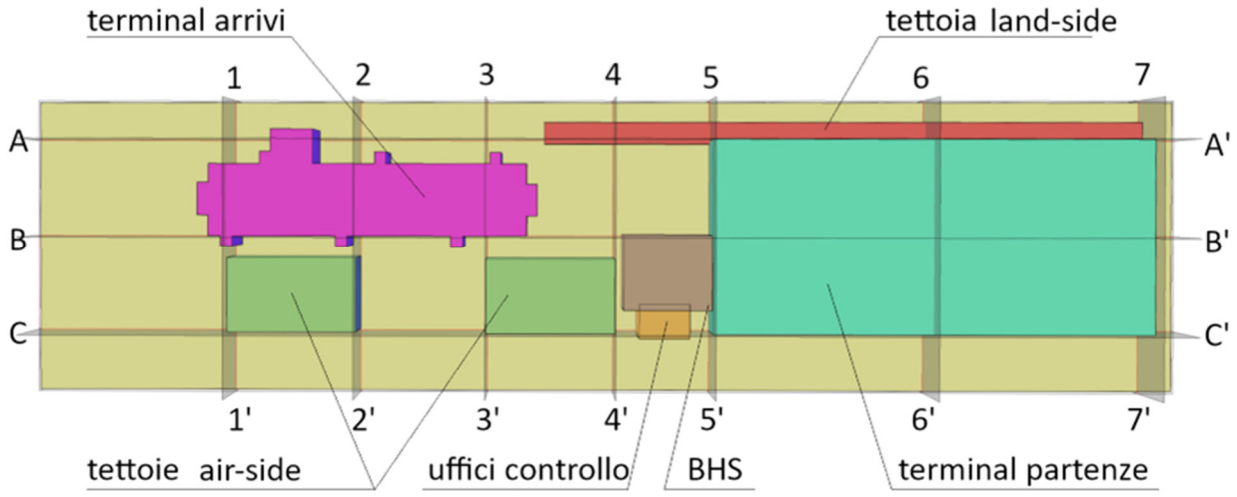


Figura 3-94 Vista planimetrica dell'area aeroportuale con indicazione delle sezioni.

Sezione 1-1'

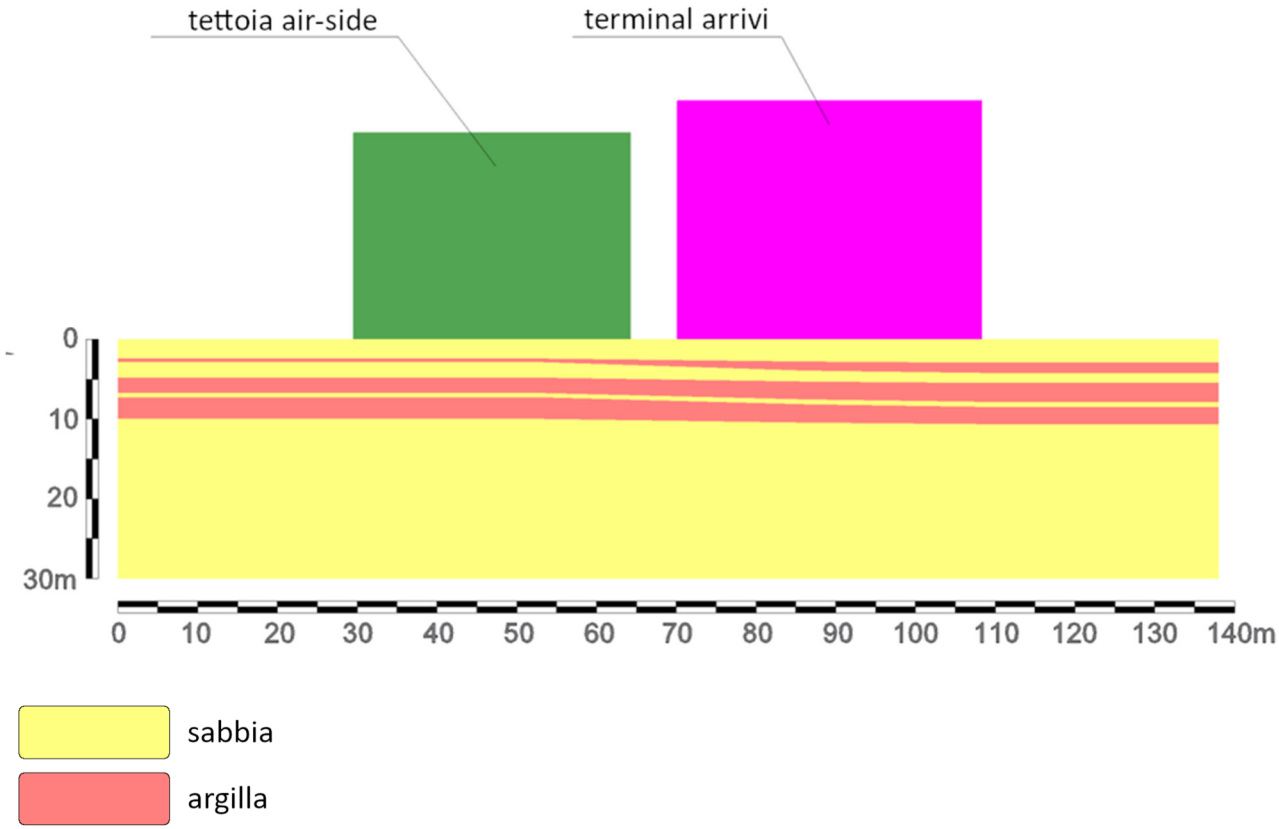


Figura 3-95 Sezione trasversale ai fabbricati 1-1'.

Sezione 2-2'

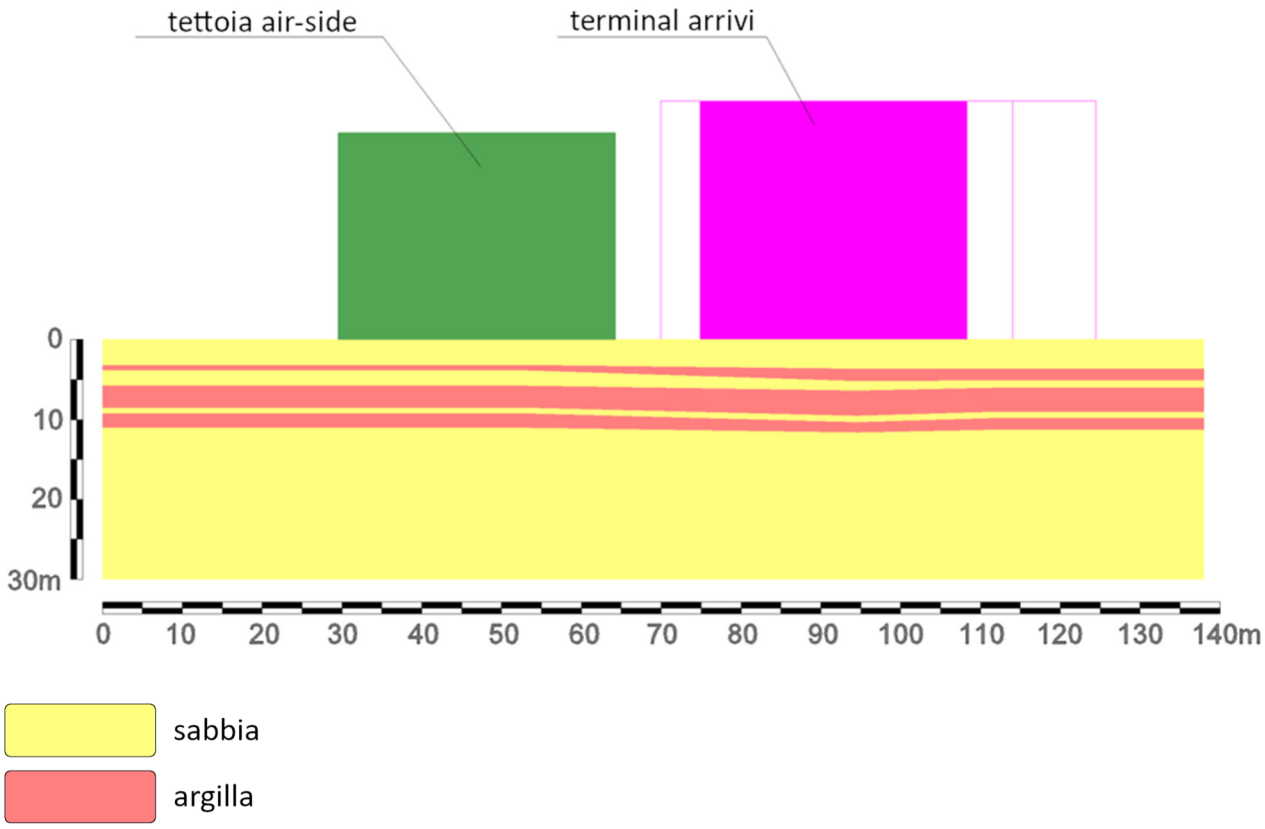


Figura 3-96 Sezione trasversale ai fabbricati 2-2'.

Sezione 3-3'

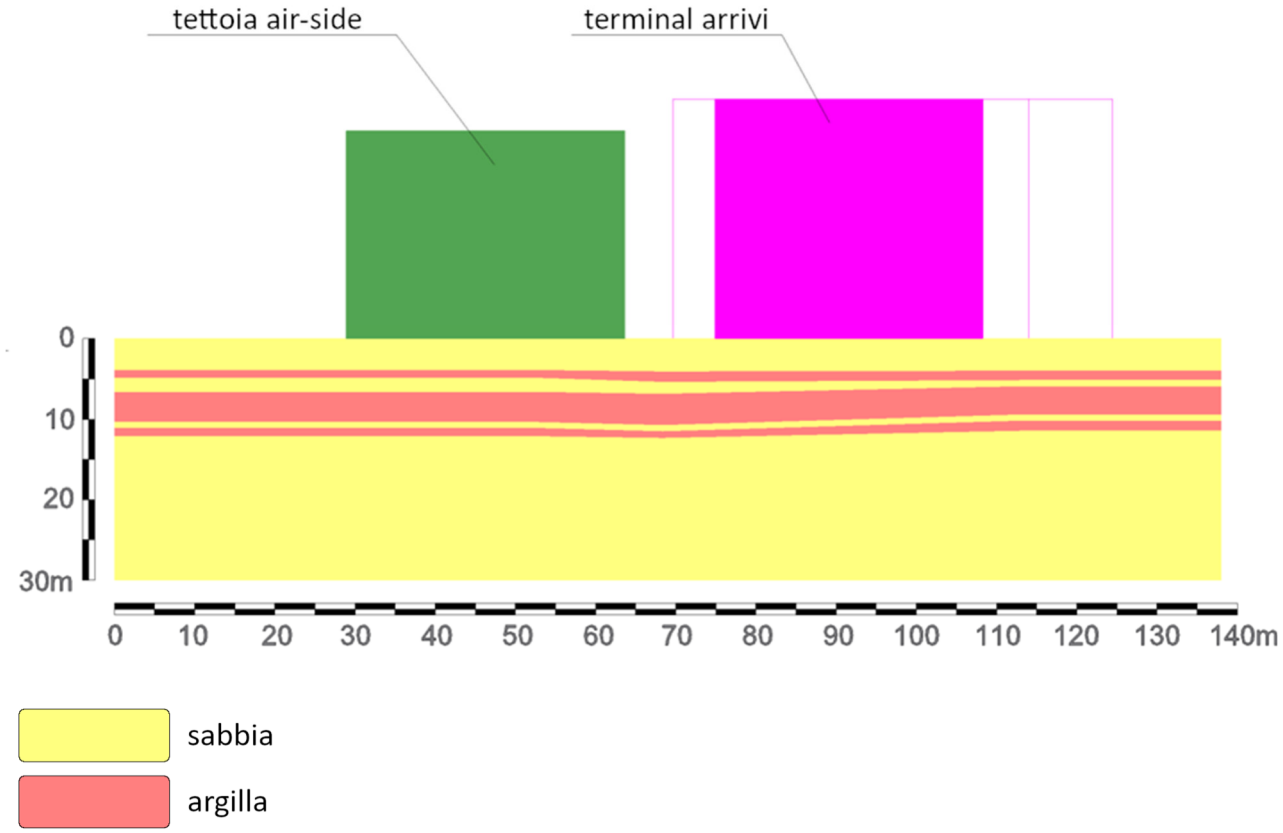


Figura 3-97 Sezione trasversale ai fabbricati 3-3'.

Sezione 4-4'

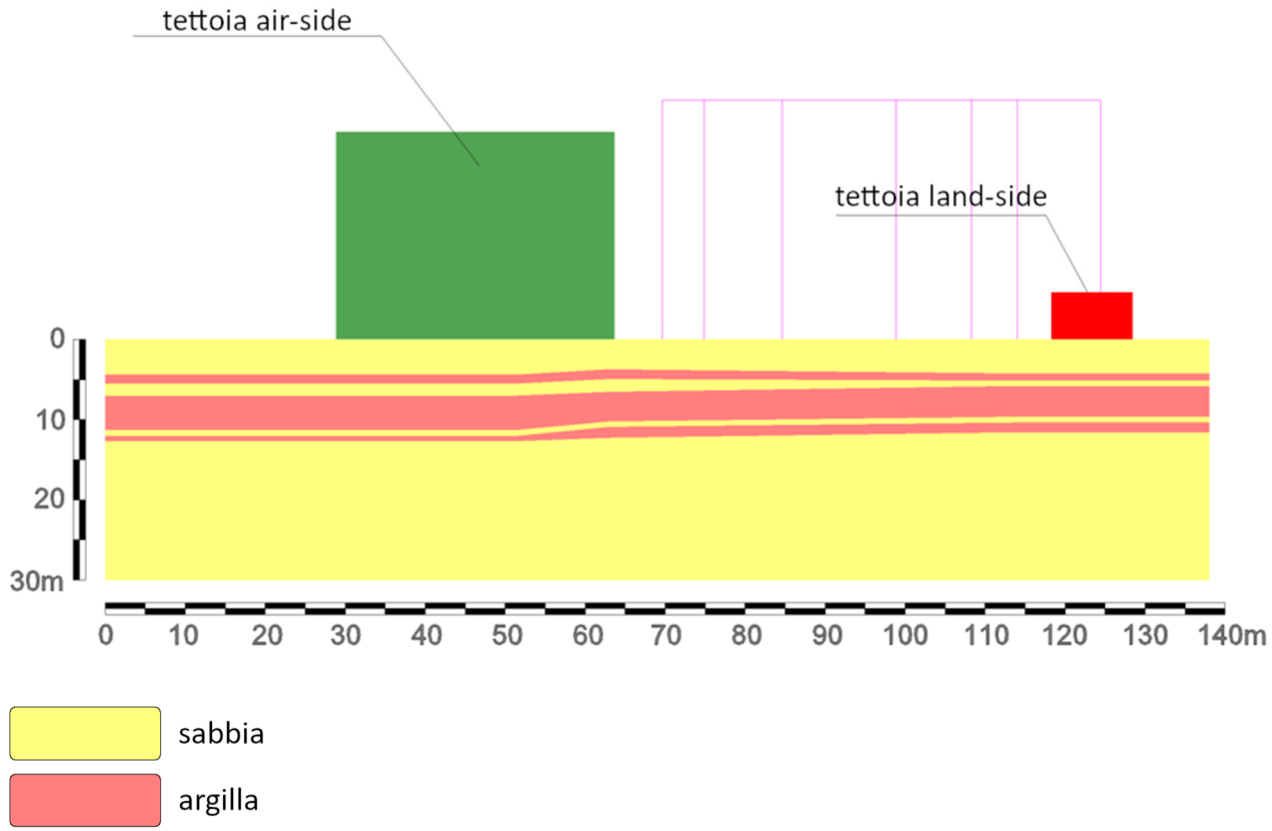


Figura 3-98 Sezione trasversale ai fabbricati 4-4'.

Sezione 5-5’

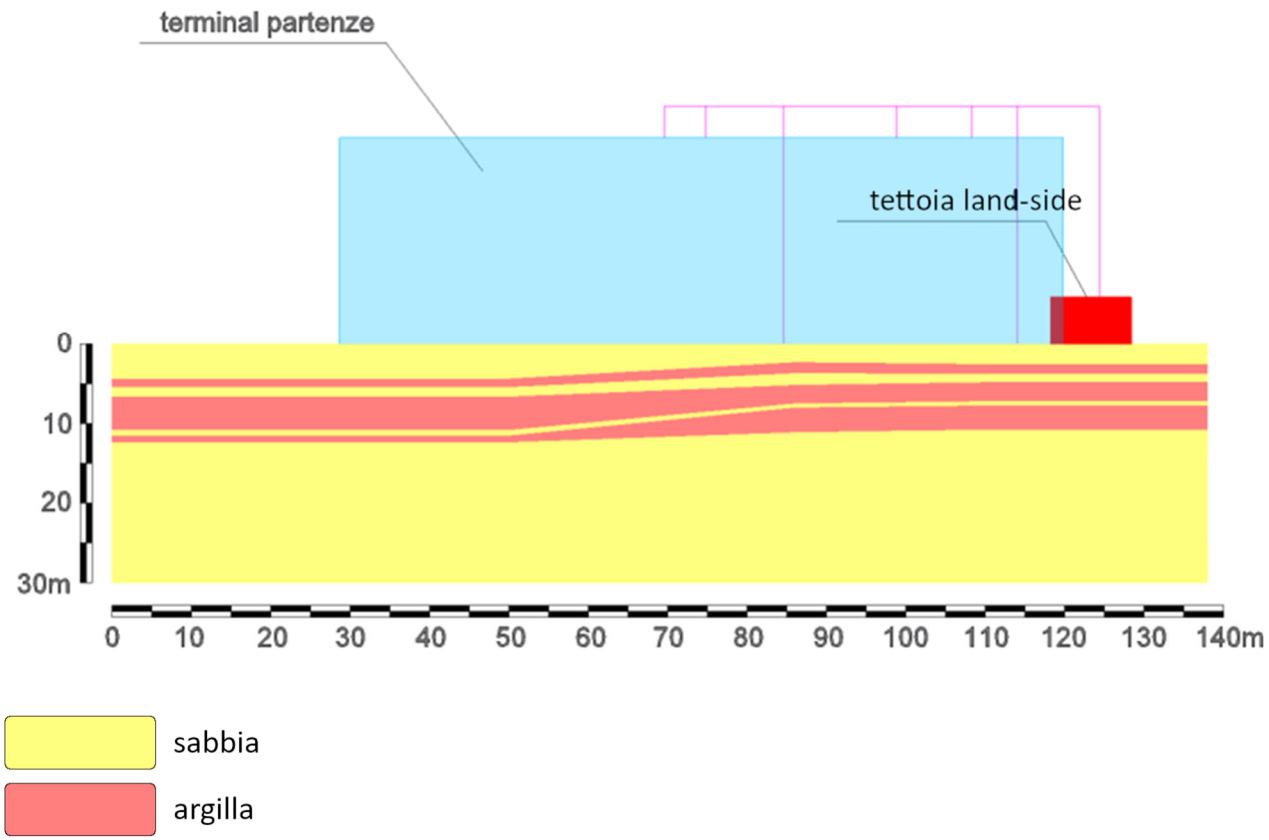


Figura 3-99 Sezione trasversale ai fabbricati 5-5’.

Sezione 6-6'

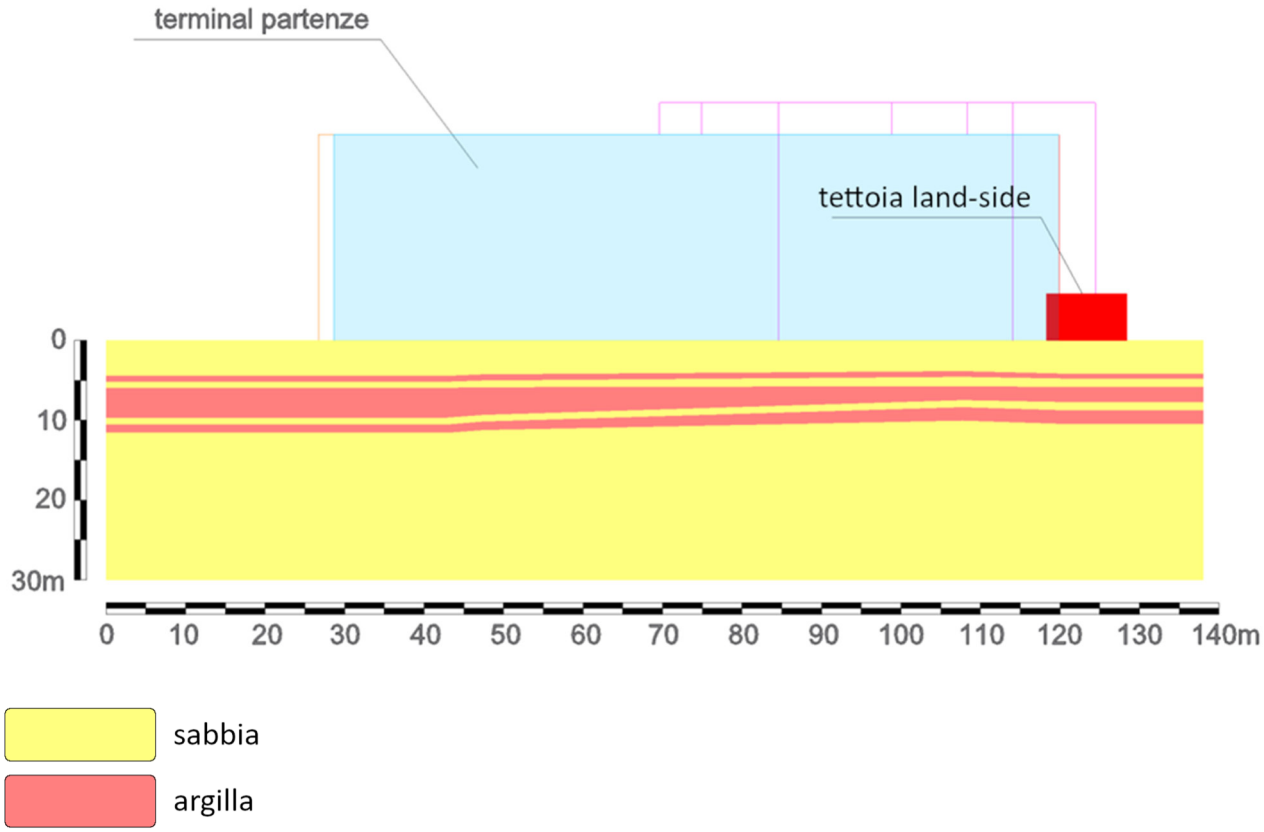


Figura 3-100 Sezione trasversale ai fabbricati 6-6'.

Sezione 7-7'

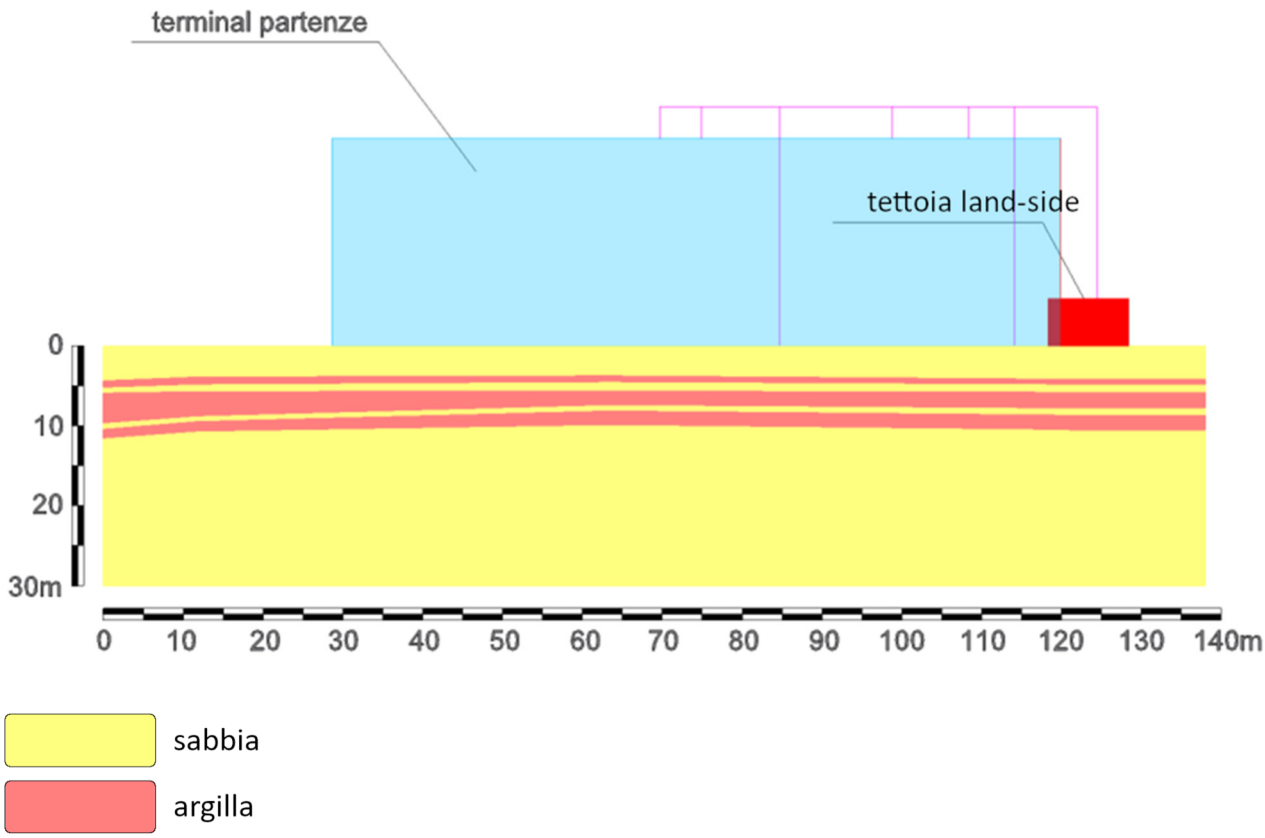


Figura 3-101 Sezione trasversale ai fabbricati 7-7'.

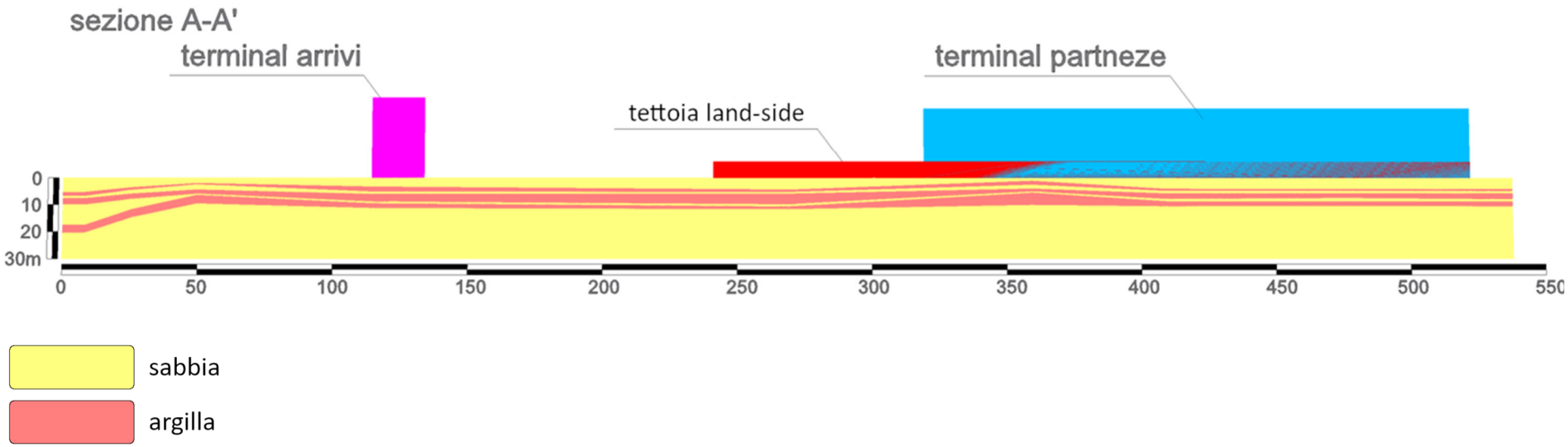


Figura 3-102 Sezione longitudinale ai fabbricati A-A'.

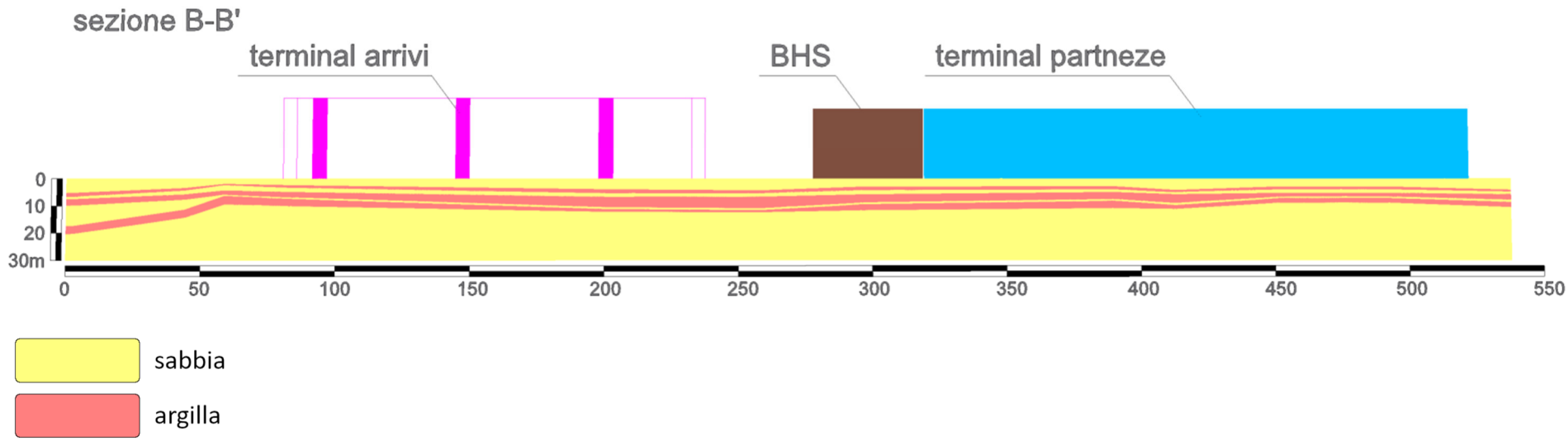


Figura 3-103 Sezione longitudinale ai fabbricati B-B'.

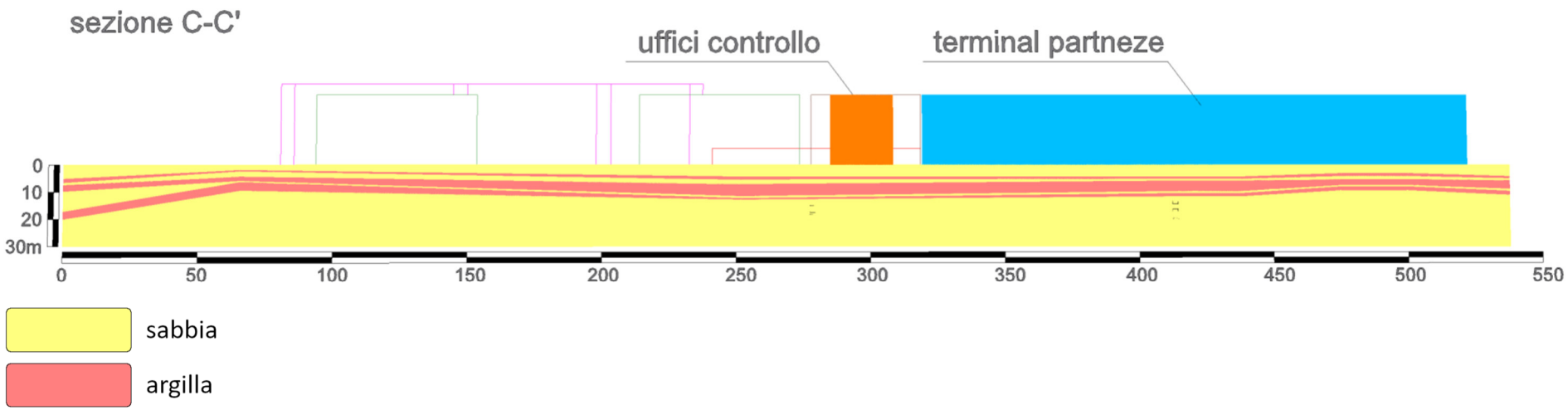


Figura 3-104 Sezione longitudinale ai fabbricati C-C'.

3.3 Modello geotecnico

Partendo dal modello geologico precedentemente descritto e analizzando tutte le prove in situ e di laboratorio eseguite nelle quattro campagne d'indagine, si è pervenuti alla formulazione di un modello geotecnico costituito da due tipologie di terreno: sabbia limosa (SL) e limo argilloso (LA). Considerando la stratificazione di tali materiali, il modello geotecnico risulta ben rappresentato da N.7 strati come riportato nella Figura 3-105.

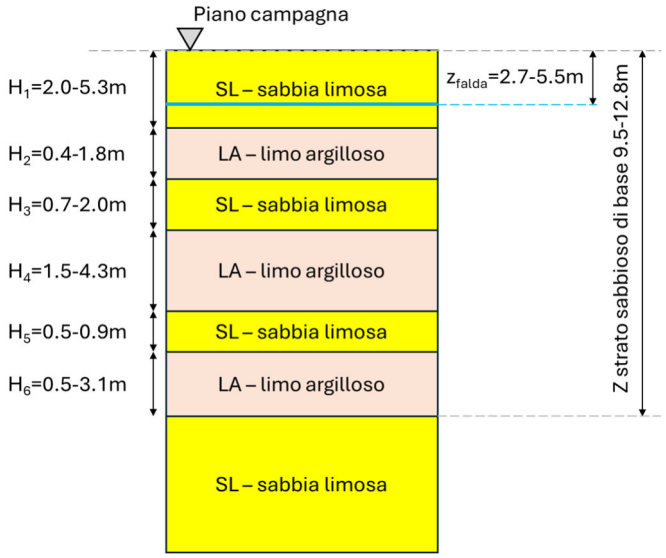


Figura 3-105 Schematizzazione geometrica del sottosuolo con indicazione degli spessori degli strati e profondità della falda.

A ciascuna tipologia di terreno sono stati attribuiti i valori caratteristici dei parametri geotecnici (Tabella 3-13) in conformità alle Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC 2018) che al Paragrafo 6.2.2 affermano che "*Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato. I valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti dall'interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e di prove e misure in sito.*"

Tabella 3-13 Parametri caratteristici dei terreni

Terreno	γ (kN/m³)	c (kPa)	ϕ (°)	c_u (kPa)
SL - sabbia limosa	19.35	6	38	
LA - limo argilloso	18.33	8	22	46

L'analisi delle prove geofisiche restituisce una velocità equivalente delle onde di taglio nel sottosuolo pari a 290m/s a cui corrisponde ai sensi delle NTC2018 una categoria di sottosuolo C.

4 ANALISI DI SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

4.1 Prescrizioni normative

Come è noto, la liquefazione è un fenomeno che comporta una diminuzione di resistenza a taglio e/o rigidezza dovuta dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo, durante lo scuotimento sismico, tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno.

Le N.T.C. 2018, al § 7.11.3.4.2 - "*Esclusione della verifica a liquefazione*", individuano le condizioni per le quali è possibile omettere la verifica a liquefazione. In particolare, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$>30 oppure q_{c1N}>180 dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 4-1.a nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc<3.5 e in Figura 4-1.b. nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc>3.5.

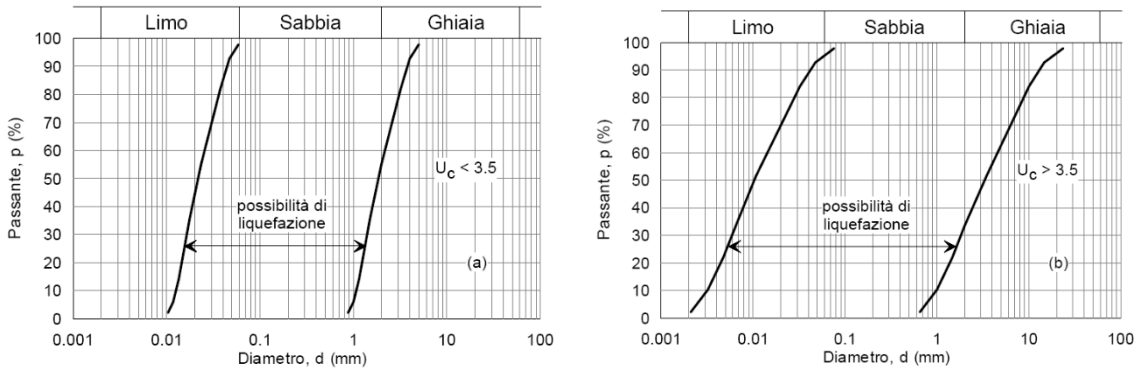


Figura 4-1 – a) Fusi granulometrici di terreni suscettibili da liquefazione Uc<3.5; b) Fusi granulometrici di terreni suscettibili da liquefazione Uc>3.5.

Dal momento che, nel presente progetto, nessuna delle precedenti condizioni di esclusione previste dalla norma risulta verificata, è stato necessario effettuare la verifica a liquefazione valutando il coefficiente di sicurezza alla liquefazione lungo le verticali indagate al fine di identificare gli strati potenzialmente liquefacibili.

4.2 Metodo di verifica

I metodi più comunemente adottati per la verifica a liquefazione dei terreni si basano sui risultati di prove in situ quali le prove penetrometriche statiche (CPT), le prove penetrometriche dinamiche (*Standard*

Penetration Test) e le prove sismiche a rifrazione (misure di velocità delle onde di taglio Vs).

La verifica consiste nel determinare, alle diverse profondità, il fattore di sicurezza Fs definito come il rapporto tra la capacità di resistenza alla liquefazione, espressa in termini di rapporto di resistenza ciclica CRR (Cyclic Resistance Ratio), e la sollecitazione sismica, espressa in termini di rapporto di tensione ciclica CSR (Cyclic Stress Ratio):

$$Fs = \frac{CRR}{CSR} \qquad [4.1]$$

Un valore di Fs < 1,0 indica la possibilità che avvenga la liquefazione, mentre Fs > 1,0 esclude la possibilità del fenomeno.

Ciò premesso, la verifica a liquefazione è stata eseguita secondo il metodo di Boulanger e Idriss (2014) applicando i seguenti passaggi:

1. Definizione dei parametri necessari ai calcoli dall'elaborazione delle prove penetrometriche statiche disponibili, ovvero la resistenza alla punta q_c e la resistenza laterale f_s.
2. Determinazione del livello della falda.
3. Determinazione della categoria di terreno mediante l'indice Ic (Robertson, 1990) (vedi Figura 4-2):

   $$I_c = [(3.47 - logQ_n)^2 + (1.22 + logF)^2]^{0.5} \qquad [4.2]$$

   dove:

   $$Q_n = [(q_c - \sigma_{V0})/P_a] \cdot [(P_a/\sigma'_{V0})]^m \qquad [4.3]$$

   $$F = [f_s/(q_c - \sigma_{V0})] \cdot 100\% \qquad [4.4]$$

   con P_a pressione atmosferica, σ_{V0} tensione litostatica totale, e σ'_{V0} tensione litostatica efficace.

Zone	Soil Behavior Type	I_c
1	*Sensitive, fine grained*	N/A
2	*Organic soils – clay*	> 3.6
3	*Clays – silty clay to clay*	2.95 – 3.6
4	*Silt mixtures – clayey silt to silty clay*	2.60 – 2.95
5	*Sand mixtures – silty sand to sandy silt*	2.05 – 2.6
6	*Sands – clean sand to silty sand*	1.31 – 2.05
7	*Gravelly sand to dense sand*	< 1.31
8	*Very stiff sand to clayey sand**	N/A
9	*Very stiff, fine grained**	N/A

** Heavily overconsolidated or cemented*

Figura 4-2 – Correlazione tra la categoria di terreno e l'indice Ic (modificato da Robertson, 1990 e Robertson, 2009).

I terreni suscettibili a liquefazione presentano un valore di Ic compreso tra 1.31 e 2.6.

4. Calcolo della resistenza penetrometrica statica normalizzata q_{c1N}

   $$q_{c1N} = C_N \cdot (q_c/P_a) \qquad [4.5]$$

   con $C_N = (P_a/\sigma'_{V0})^m \leq 1.7$ [4.6]

dove $m = 1.338 - 0.249 \cdot (q_{c1N})^{0.264}$ [4.7]

e con$21 \leq q_{c1N} \leq 254$

La resistenza penetrometrica statica normalizzata q_{c1N}, presente in entrambre le parti dell'equazione, viene calcolata in maniera iterativa.

5. Trasformazione della resistenza penetrometrica statica normalizzata q_{c1N} in resistenza penetrometrica statica normalizzata equivalente a sabbia pulita $(q_{c1N})_{CS}$:

$$(q_{c1N})_{CS} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N} \quad [4.8]$$

dove:

$$\Delta q_{c1N} = \left(11.9 + \frac{q_{c1N}}{14.6}\right) \cdot exp\left[1.63 - \frac{9.7}{FC+2} - \left(\frac{15.7}{FC+2}\right)^2\right] \quad [4.9]$$

dove FC è il contenuto di fino espresso in (%), e può essere determinato secondo la seguente formula, in assenza di prove di laboratorio specifiche:

$$FC = 80 \cdot I_c - 137 \quad [4.10]$$

La resistenza penetrometrica statica normalizzata equivalente a sabbia pulita $(q_{c1N})_{CS}$, presente in entrambe le parti dell'equazione, viene calcolata in maniera iterativa.

6. Calcolo della capacità di resistenza alla liquefazione, espressa in termini di rapporto di resistenza ciclica CRR (Cyclic Resistance Ratio):

$$CRR = exp\left[\frac{(q_{c1N})_{CS}}{113} + \left(\frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000}\right)^2 - \left(\frac{(q_{c1N})_{CS}}{140}\right)^3 + \left(\frac{(q_{c1N})_{CS}}{137}\right)^4 - 2.80\right] \quad [4.11]$$

7. Calcolo del fattore di correzione della Magnitudo MSF

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \cdot \left[8.64 \cdot exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 1.325\right] \quad [4.12]$$

Con:

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{(q_{c1N})_{CS}}{180}\right)^3 \leq 2.2 \quad [4.13]$$

dove M è la magnitudo di riferimento per l'area di intervento.

8. Calcolo del fattore K_σ

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \cdot ln\left(\frac{\sigma_V'}{P_a}\right) \leq 1.1 \quad [4.14]$$

con

$$C_\sigma = \frac{1}{37.3 - 8.27 \cdot ((q_{c1N})_{CS})^{0.264}} \leq 0.3 \qquad [4.15]$$

9. Calcolo del fattore di sicurezza Fs dato dal rapporto tra CRR e resistenza di tensione ciclica CSR:

$$Fs = \frac{CRR_{M=7.5;\sigma'_V=1atm}}{CSR_{M;\sigma'_V}} \cdot MSF \cdot K_\sigma \qquad [4.16]$$

con:

$$CSR_{M;\sigma'_V} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{V0}}{\sigma'_{V0}} \cdot r_d \qquad [4.17]$$

dove $a_{max} = a_g \cdot (S_T \cdot S_S)$ con a_g accelerazione di riferimento; S_T coefficiente di amplificazione topografico; S_S coefficiente di amplificazione funzione della categoria di suolo.

Il coefficiente di riduzione con la profondità r_d è calcolato nel modo seguente:

$$r_d = exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M] \qquad [4.18]$$

Con:

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126\, sen\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right) \qquad [4.19]$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118\, sen\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right) \qquad [4.20]$$

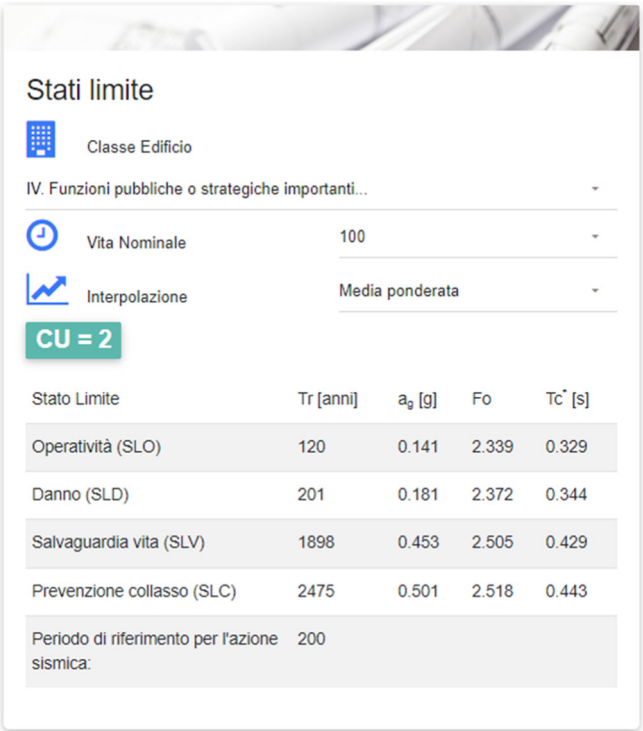
4.3 Risultati della verifica a liquefazione

4.3.1 Sismicità dell'area di progetto

Si riportano di seguito i parametri relativi alla zona di interesse, al fine della valutazione delle azioni sismiche.

Tabella 4-1 Dati di input di progetto.

Localizzazione	Lamezia Terme
Dati di input per il progetto:	
Vita nominale V_N	100 anni
Classe d'uso	IV
Coefficiente d'uso	2,0
Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R=V_N \times C_U$	200



Stati limite

Classe Edificio

IV. Funzioni pubbliche o strategiche importanti...

Vita Nominale 100

Interpolazione Media ponderata

CU = 2

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	120	0.141	2.339	0.329
Danno (SLD)	201	0.181	2.372	0.344
Salvaguardia vita (SLV)	1898	0.453	2.505	0.429
Prevenzione collasso (SLC)	2475	0.501	2.518	0.443
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	200			

Figura 4-3 – Parametri sismici https://geoapp.eu/parametrisismici2018/.

Categoria di sottosuolo: **C** "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzatida un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.".

- Categoria topografica: T1 "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media ≤ 15°;
- Coefficiente stratigrafico: S_s =1.02 (SLV);
- Coefficiente amplificazione topografica S_T =1.00.

Pertanto, Il valore di $a_{max} = a_g \cdot (S_T \cdot S_S) = 0.453 \cdot 1.02 \cdot 1.00 = 0.462\ g$ [4.21]

Si riportano di seguito i valori di pericolosità sismica secondo l'OPCM 3519 del 28 aprile 2006, All. 1b, nell'area in studio (Figura 4-4). Nella mappa della Figura 4-5 sono riportati i valori medi (con deviazione standard) corrispondenti ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni (periodo di ritorno di 475anni) della PGA (acronimo di Peak Ground Acceleration, ovvero accelerazione massima al suolo). Dalla stessa figura si evince una PGA compresa nel range 0.250–0.275. Dal grafico di disaggregazione si ottiene una magnitudo massima locale di 5.98 per una distanza di 8.6Km.

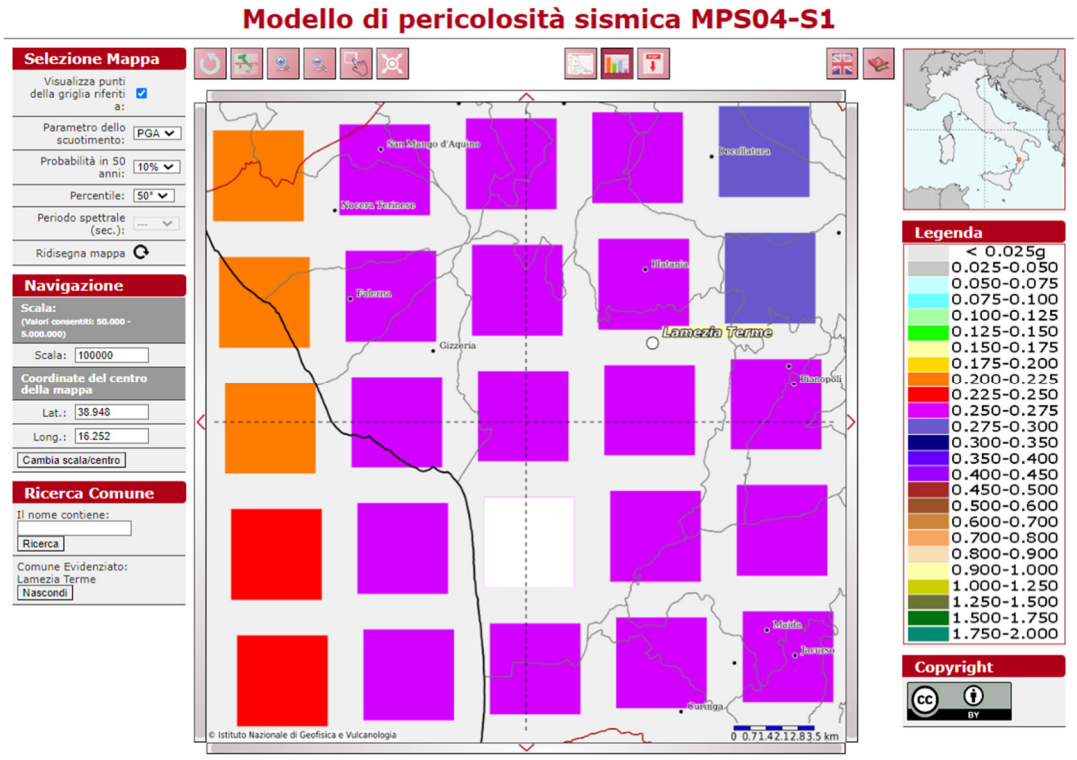
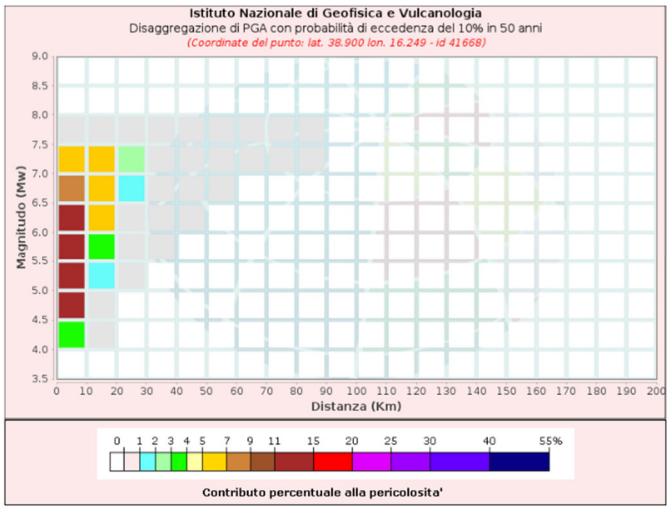


Figura 4-4 – Modello di pericolosità sismica (INGV) della area di progetto.



Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto: lat. 38.900 lon. 16.249 - id 41668)

Distanza (Km)	Magnitudo (Mw)										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.0000	3.7900	12.2000	14.5000	14.2000	11.7000	8.2100	5.0300	0.7020	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	0.0042	0.3660	1.6400	3.4700	5.0300	5.6900	5.2000	0.9010	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	0.0000	0.0000	0.0060	0.2770	0.9880	1.6100	2.0700	0.4380	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0032	0.1550	0.4120	0.7120	0.1760	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0090	0.0804	0.2290	0.0657	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0069	0.0765	0.0268	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0214	0.0112	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0038	0.0042	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0008	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Valori Medi

Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.98	8.6	0.819

Figura 4-5 – Disaggregazione della pericolosità sismica (INGV).

4.3.2 Indagini analizzate

Nell'area indagata sono disponibili n. 2 prove CPT eseguite durante la campagna di indagini del 2012 e n. 8 prove CPTu eseguite durante la campagna di indagini del 2024. Nella Tabella 4-2 sono riportate le profondità massime raggiunte e il livello di falda per ciascuna delle prove disponibili. A fini della liquefazione sono state analizzate le prove con profondità massima di 20 m.

Tabella 4-2: Elenco delle indagini analizzate ai fini della verifica a liquefazione

N° prova	Campagna	Prof. mas (m)	Falda (m)
CPT1	2012	29.8	4
CTP2	2012	29.4	4
CPTu1	2024	23.92	3.5
CPTu2*	2024	11.98	3.5
CPTu3	2024	29.71	3.5
CPTu4	2024	18.01	3.5
CPTu5*	2024	12.7	3.5
CPTu6*	2024	12.54	3.5
CPTu7*	2024	11.96	3.5
CPTu8	2024	27.8	3.5

*profondità massima raggiunta <20m.

4.3.3 Risultati della verifica

Per ciascuna prova CPT e CPTU (da Figura 4-6 a Figura 4-11) ai grafici della resistenza alla punta q_c e della resistenza laterale f_s sono stati affiancati i grafici dell'indice I_c e del fattore di sicurezza Fs, valutati secondo la procedura precedentemente illustrata.

Dal grafico dell'indice I_c, si possono individuare gli strati suscettibili a liquefazione, ovvero gli strati di terreno con valori di I_c compresi tra 1.31 e 2.6 (limiti indicati con linee tratteggiate in figura), corrispondenti a terreni prevalentemente sabbiosi (vedi Figura 4-2). Inoltre, dal grafico del fattore di sicurezza Fs, si possono identificare gli strati di terreno con Fs<1, con possibile innesco del fenomeno della liquefazione.

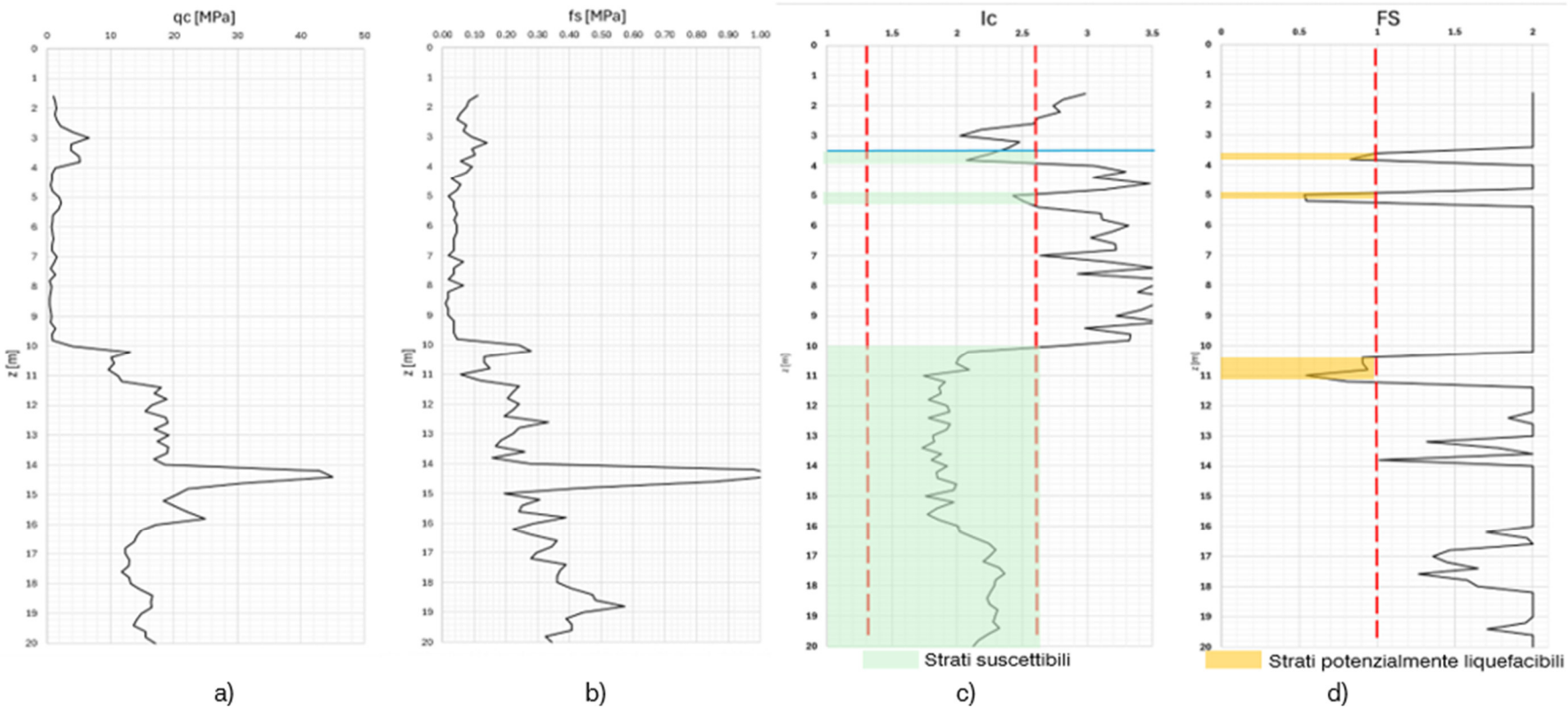


Figura 4-6 Verifica a liquefazione prova CPT1 (2012): a) resistenza alla punta qc, b) resistenza laterale fs, c) indice Ic, d) Fattore di sicurezza Fs.

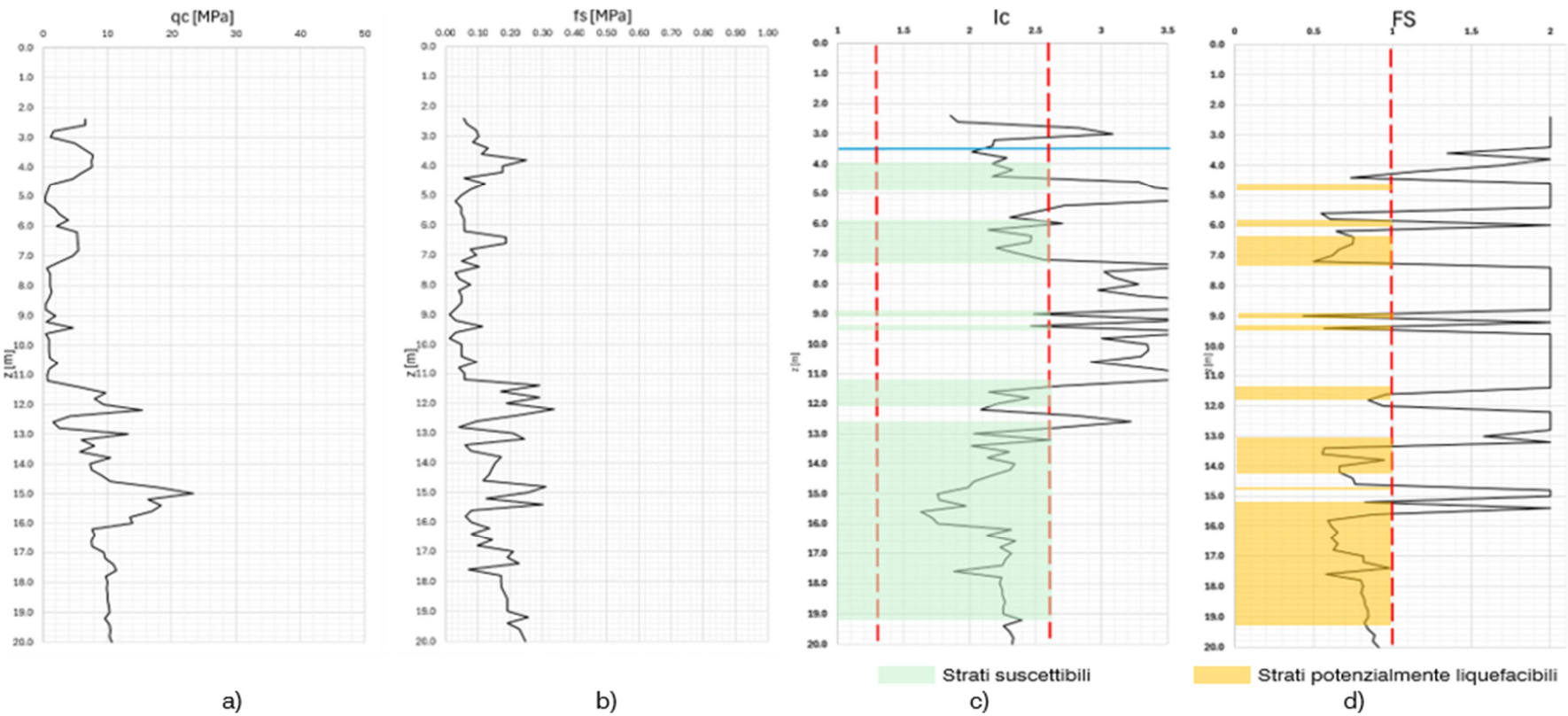


Figura 4-7 Verifica a liquefazione prova CPT2 (2012): a) resistenza alla punta qc, b) resistenza laterale fs, c) indice Ic, d) Fattore di sicurezza Fs.

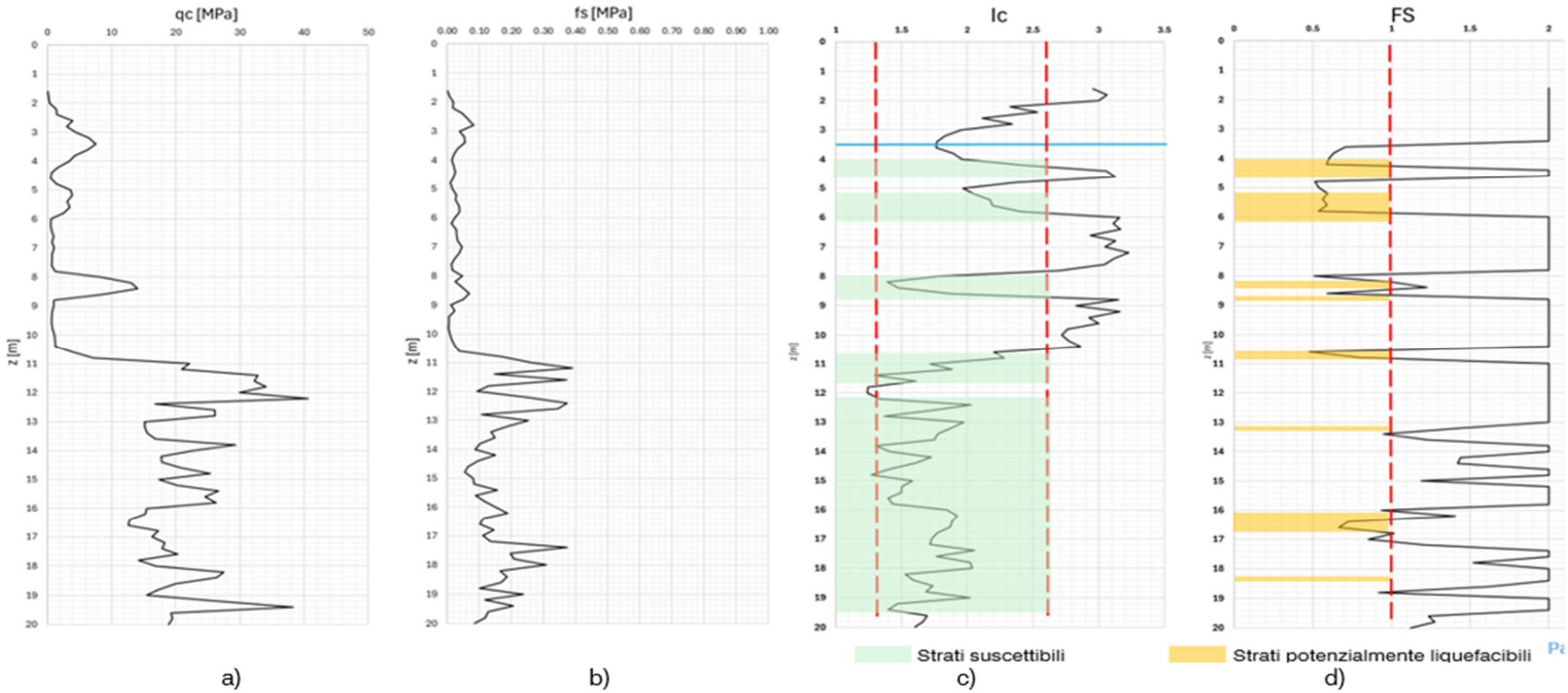


Figura 4-8 Verifica a liquefazione prova CPTU1 (2024): a) resistenza alla punta qc, b) resistenza laterale fs, c) indice Ic, d) Fattore di sicurezza Fs.

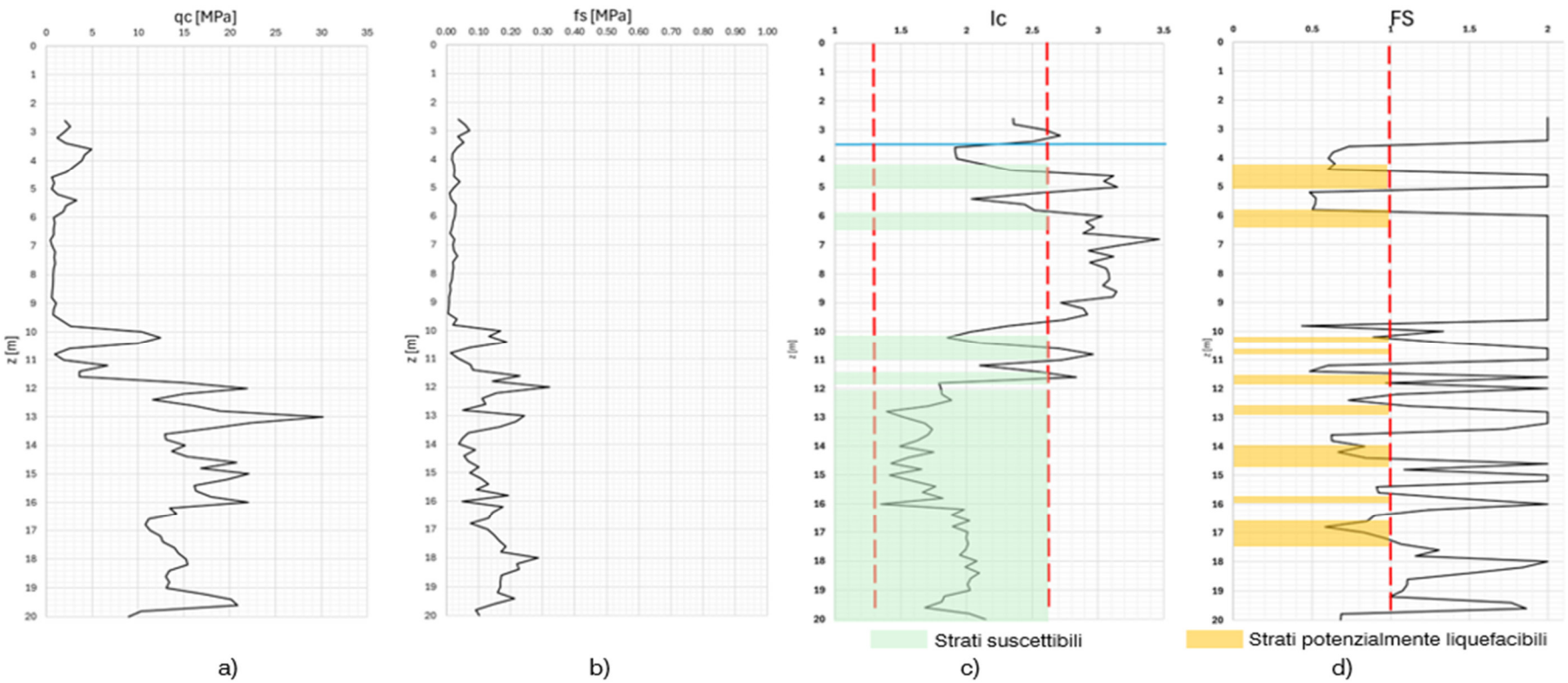


Figura 4-9 Verifica a liquefazione prova CPTU3 (2024): a) resistenza alla punta qc, b) resistenza laterale fs, c) indice Ic, d) Fattore di sicurezza Fs.

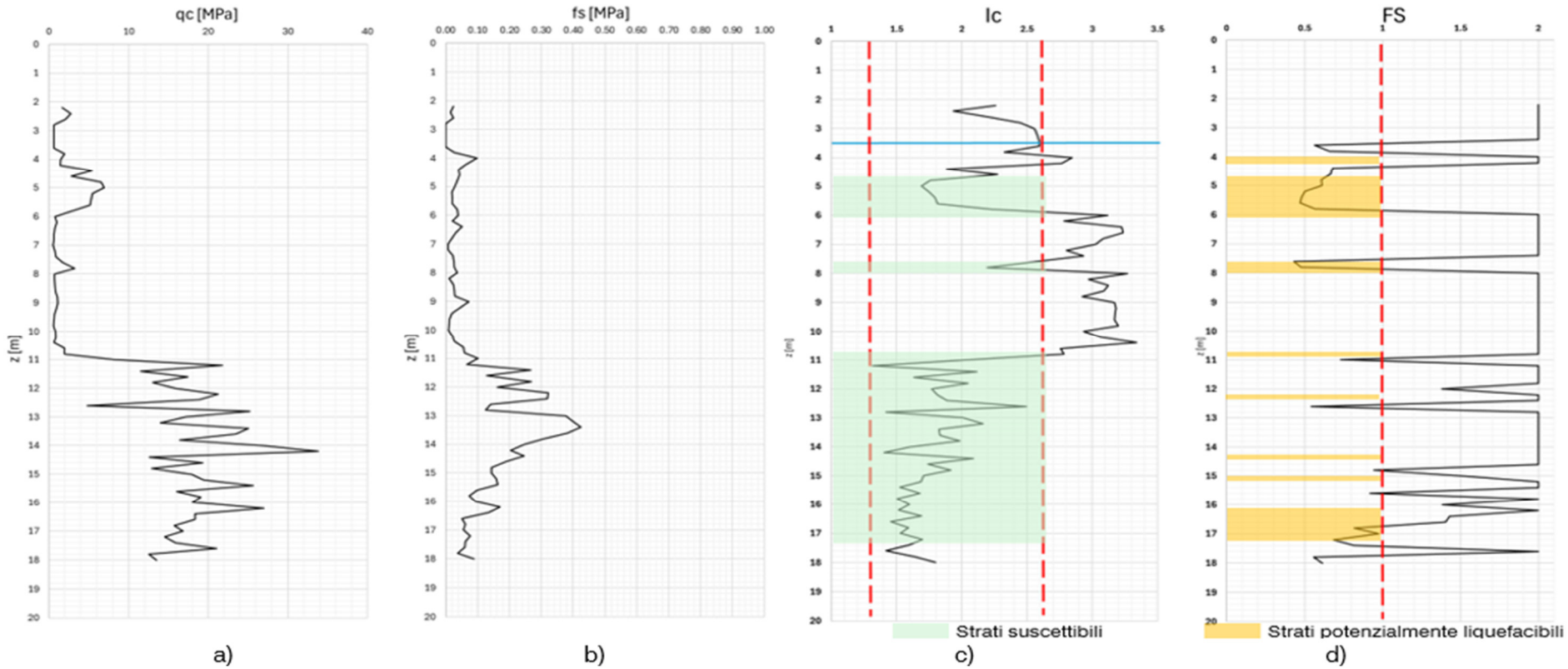


Figura 4-10 Verifica a liquefazione prova CPTU4 (2024): a) resistenza alla punta qc, b) resistenza laterale fs, c) indice Ic, d) Fattore di sicurezza Fs.

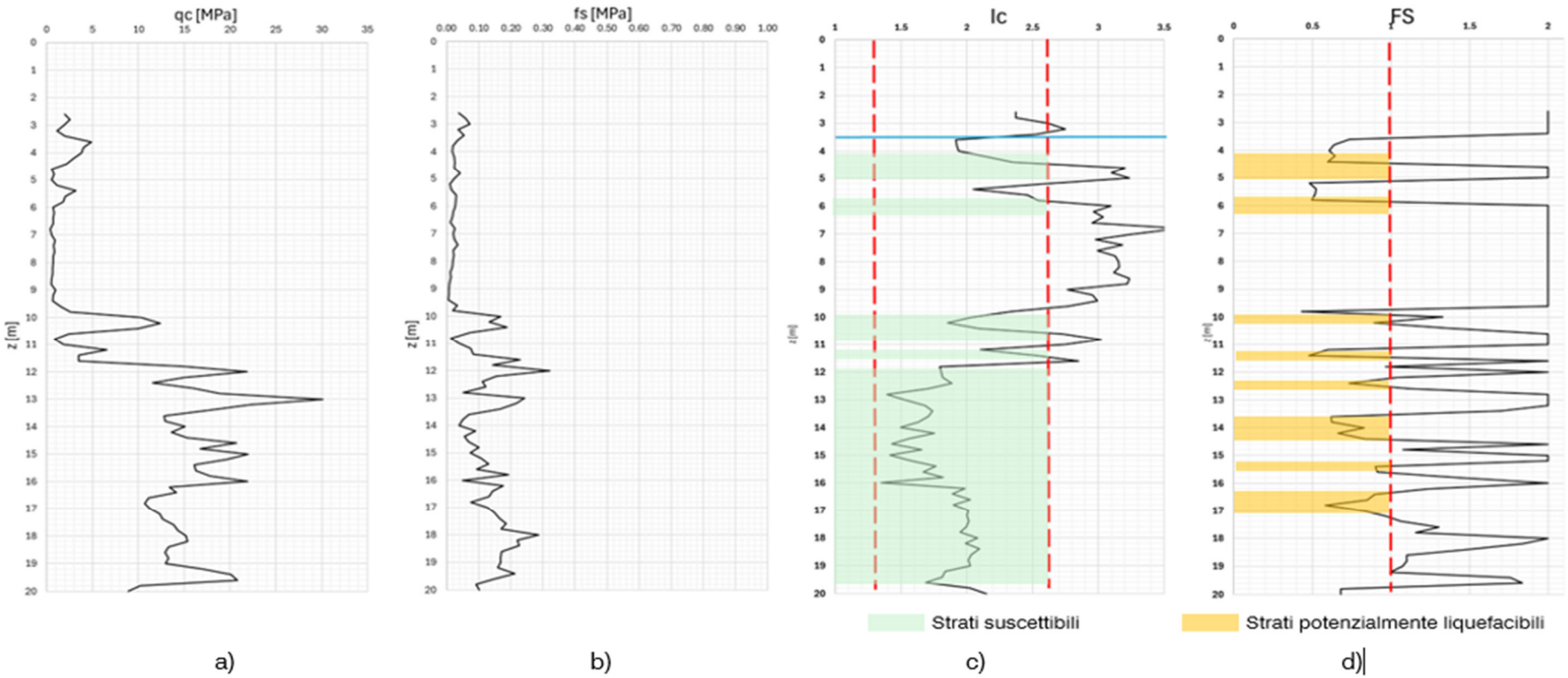


Figura 4-11 Verifica a liquefazione prova CPTU8 (2024): a) resistenza alla punta qc, b) resistenza laterale fs, c) indice Ic, d) Fattore di sicurezza Fs.

Il potenziale a liquefazione è stato determinato tramite l'indice LPI come segue:

$$LPI = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz \qquad [4.22]$$

dove z_{crit} è la profondità massima alla quale strati liquefatti producono effetti in superficie ovvero 20 m, e $w(z)$ è determinato mediante la seguente espressione:

$$w(z) = \frac{200}{z_{crit}} \cdot \left(1 - \frac{z}{z_{crit}}\right) \qquad [4.23]$$

e dove

$$\begin{aligned} F(z) &= 0 \qquad per\ Fs \geq 1 \\ F(z) &= 1 - Fs \qquad per\ Fs < 1 \end{aligned} \qquad [4.24]$$

con Fs fattore di sicurezza a liquefazione valutato seguendo la procedura precedentemente illustrata.

Dai valori dell'indice LPI viene stimato il livello di rischio a liquefazione secondo le classi riportate in Tabella 4-3 (Sonmez, 2003).

Tabella 4-3: Classi di rischio a liquefazione (Sonmez, 2003)

LPI	Rischio liquefazione
LPI=0	Nullo
0 < LPI ≤ 2	Basso
2 < LPI ≤ 5	Medio
5 < LPI ≤ 15	Alto
LPI > 15	Molto alto

In Tabella 4-4 sono riportati, per ciascuna prova CPT e CPTU analizzata, i valori di LPI e il corrispondente livello di rischio valutato sulla base della classificazione indicata in Tabella 4-3. Dal risultato delle analisi eseguite si evince che tutte le prove evidenziano un rischio da liquefazione alto tranne che per la prova CPT2 per la quale il rischio risulta essere comunque medio.

Tabella 4-4: Potenziale a liquefazione delle prove CPT e CPTU analizzate

N° prova	LPI	Livello di rischio
CPT1	8.2	Alto
CTP2	2.4	Medio
CPTu1	7.6	Alto
CPTu3	8.2	Alto
CPTu4	8.1	Alto
CPTu8	8.0	Alto

5 FONDAZIONI

La tipologia di fondazione adottata per i diversi fabbricati è la seguente:

- terminal partenze: fondazione su pali;
- tettoie air-side: fondazione su pali;
- torri dissipative: fondazione su pali;
- polo tecnologico: fondazione diretta;
- tettoia land-side: fondazione diretta.

Con specifico riferimento ai pali di fondazione sono stati considerati pali trivellati ad elica continua della lunghezza di L=15.0m. I pali saranno realizzati partendo dal piano di fondazione ubicato a -2.00 o 4.00m dal piano campagna e si attesteranno dunque alla profondità di 17-19m su strati di terreno non liquefacibili.

Le verifiche sono state effettuate con i seguenti valori del diametro: 800, 1000, 1200mm. Per tali diametri sono stati calcolati i valori del carico limite orizzontale e verticale (a trazione e compressione) in condizione statica (di breve e lungo termine) e sismica. Nella verifica sismica è stata attribuita resistenza nulla a tutti gli strati liquefacibili.

Nelle verifiche si è tenuto conto della variabilità spaziale delle proprietà dei terreni considerando i risultati delle prove penetrometriche CPT così come indicato dalle Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC2018). I risultati delle predette verifiche (riportate dettagliatamente in allegato alla presente relazione) hanno consentito di selezionare per ciascun fabbricato il numero e la disposizione ottimale dei pali di fondazione.

Tale dimensionamento è stato condizionato sostanzialmente dai valori delle azioni e delle resistenze limite calcolati in condizioni sismiche che risultano più gravosi dei valori in condizioni statiche anche per effetto del fenomeno della liquefazione sismica.

Per i fabbricati poggiati su fondazione diretta (tettoia land-side e polo tecnologico) sono stati calcolati i cedimenti indotti dalla liquefazione sismica che risultano, in questo caso, piuttosto modesti e dunque compatibili con le strutture. Tali verifiche sono riportate in allegato.

5.1 Carico limite dei pali

Le verifiche sono state eseguite in condizioni statiche (di breve e lungo termine) ed in condizioni sismiche (di breve termine). Si precisa che in condizioni sismiche si è tenuto conto del fenomeno della liquefazione attribuendo agli strati liquefacibili valori nulli dei parametri di resistenza.

5.1.1 Calcolo del carico limite verticale

Con riferimento allo schema riportato in Figura 5-1, il valore del carico limite verticale in compressione del palo è stato calcolato analiticamente come somma della resistenza alla punta P e della resistenza laterale S dell'elemento secondo la relazione

$$Q_{lim,compressione} = S + P = \int_0^L s\,dz + \frac{\pi\,d^2}{4}\,p - W \qquad [5.1]$$

con s: resistenza laterale unitaria, p: resistenza alla punta unitaria, d: diametro del palo, L: lunghezza del palo e W: peso del palo.

Il carico limite a sfilamento è stato invece calcolato analiticamente tenendo conto della sola resistenza laterale del palo secondo la relazione:

$$Q_{lim,sfilamento} = S = \int_0^L s\,dz + W \qquad [5.2]$$

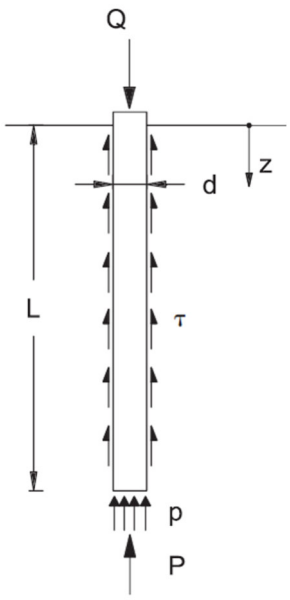


Figura 5-1 Meccanismi di resistenza agenti alla punta e lungo il fusto per un palo caricato assialmente a compressione.

La resistenza unitaria laterale dei pali è stata calcolata in condizioni non drenate (per i terreni a grana fine) in termini di tensioni totali come una frazione della coesione non drenata mediante la relazione:

$$s = \alpha\, c_u \qquad [5.3]$$

Con α assunto in funzione della tecnologia costruttiva del palo e del valore della coesione non drenata c_u. così come suggerito da Viggiani (1993).

Tabella 5-1Valori di alfa per la stima della resistenza laterale dei pali in condizione non drenata.

Tecnologia	c_u (kPa)	α
Trivellati	$c_u \leq 25$	1
	$25 \leq c_u \leq 70$	$1-0.0011(c_u-25)$
	$c_u \geq 70$	0.5
Battuti	$c_u \leq 25$	0.7
	$25 \leq c_u \leq 70$	$0.7-0.008(c_u-25)$
	$c_u \geq 70$	0.35

La resistenza unitaria laterale dei pali è stata calcolata in condizioni drenate (terreni a grana grossa) in termini di tensioni efficaci mediante la relazione:

$$s = \sigma'_h\, \mu = k\, \sigma'_v \tan\delta \qquad [5.4]$$

con σ'_h: tensione orizzontale efficace, k coefficiente di spinta, σ'_v: tensione orizzontale efficace, μ: tangente dell'angolo d'attrito all'interfaccia palo-terreno, δ: angolo d'attrito all'interfaccia palo-terreno.

I valori del coefficiente di spinta k e della tangente dell'angolo d'attrito palo-terreno sono stati assunti in funzione della tecnologia di realizzazione del palo e dello stato di addensamento del terreno così come suggerito da Viggiani (1993) e riportato in Tabella 5-2.

Tabella 5-2 coefficiente di spinta e tangente dell'angolo d'attrito all'interfaccia palo-terreno per differenti stati

di addensamento del terreno e tecnologie esecutive del palo.

Tipo di palo	Valori di K per stato di addensamento: sciolto	denso	Valori di tanδ
Battuto			
profilato d'acciaio	0.7	1.0	Tg20°=0.36
tubo d'acciaio chiuso	1.0	2.0	Tg20°=0.36
CLS prefabbricato	1.0	2.0	Tg(3/4ϕ')
CLS gettato in opera	1.0	3.0	Tgϕ'
Trivellato	0.5	0.4	Tgϕ'
Trivellato-pressato con elica continua	0.7	0.9	Tgϕ'

La resistenza alla punta unitaria dei pali è stata calcolata mediante l'espressione:

$$p = N_q \sigma_{vL} + N_c c + N_\gamma \gamma \frac{d}{2} \qquad [5.5]$$

Con d: diametro del palo, L: lunghezza del palo, σ_{vL}: tensione agente alla profondità della punta del palo, N_q-N_c-N_γ: fattori di capacità portante funzione dell'angolo d'attrito e del rapporto L/d.

Poiché N_q ed N_γ sono dello stesso ordine di grandezza, ma L è tipicamente 50-100 volte maggiore di d/2, $\sigma_{vL}=\gamma$ L risulta molto maggiore di γ d/2, per cui il terzo termine dell'espressione in [5.5] può essere trascurato

La resistenza alla punta unitaria dei pali è stata calcolata in condizioni non drenate (terreni a grana fine) in termini di tensioni totali mediante l'espressione:

$$p = \sigma_{vL} + 9c_u \qquad [5.6]$$

Con σ_{vL}: tensione totale agente alla profondità della punta del palo e c_u: coesione non drenata del terreno.

La resistenza alla punta unitaria dei pali è stata calcolata in condizioni drenate (terreni a grana grossa) in termini di tensioni efficaci mediante l'espressione:

$$p = N_q \, \sigma'_{vL} \qquad [5.7]$$

Con σ'_{vL}: tensione efficace agente alla profondità della punta del palo.

È noto che nel caso di pali trivellati di grande diametro la massima resistenza alla punta risulta completamente mobilitata per valori di cedimento non inferiori a 200 mm e spesso molto più grandi; la resistenza laterale, al contrario, si mobilita a spostamenti molto più piccoli, circa 20 mm. In terreni densi, inoltre, la resistenza laterale risulta spesso instabile, nel senso che si sviluppa un picco seguito da un rammollimento verso il valore residuo.

Quindi, per spostamenti sufficientemente grandi da mobilitare completamente la resistenza alla punta, la resistenza laterale può raggiungere un valore molto inferiore a quello di picco; di conseguenza, il carico limite complessivo non può essere calcolato come la somma di quello alla base e di quello laterale. Per altro, anche se la resistenza laterale mostrasse un andamento duttile, monotonicamente crescente fino al valore massimo, gli spostamenti necessari sarebbero talmente elevati da compromettere lo stato limite di servizio della struttura (Figura 5-2).

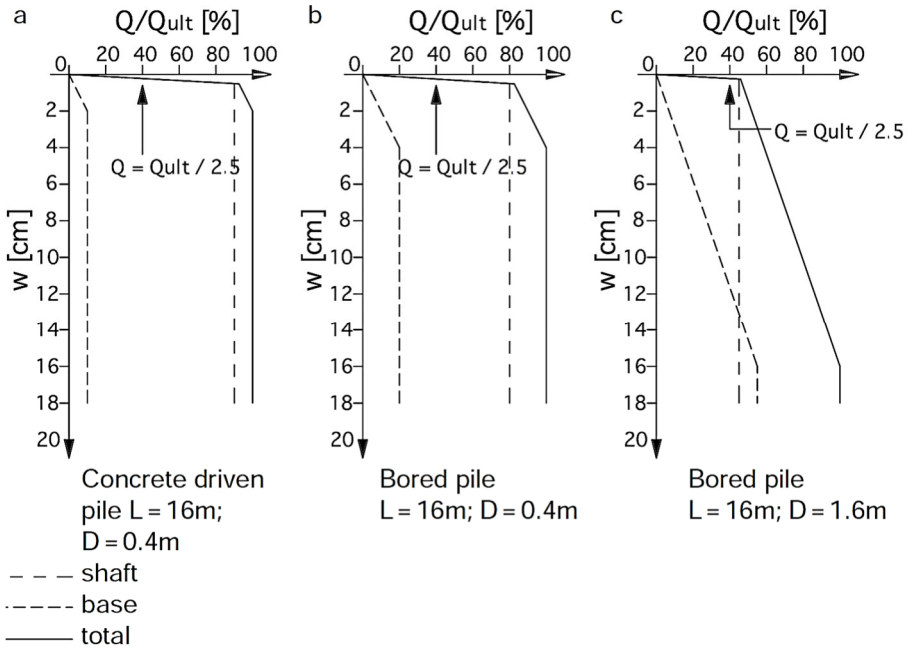


Figura 5-2 Andamenti qualitativi della resistenza alla punta, laterale e totale per pali infissi di piccolo diametro (a), trivellati di piccolo diametro (b) e trivellati di grande diametro (c).

Per questi motivi la capacità portante dei pali di grande diametro è computata con riferimento allo stato limite di servizio piuttosto che allo stato limite ultimo.

Berezantsev (1965) assumendo l'insorgenza di deformazioni plastiche attorno al palo per un cedimento compreso tra 0.06 d e 0-1d suggerisce di calcolare la resistenza alla punta mediante la seguente espressione:

$$p = N_q^* \, \sigma'_{vL} \qquad [5.8]$$

con N^*_q: valutato mediante l'abaco di Figura 5-3 in funzione dell'angolo d'attrito e del rapporto L/d.

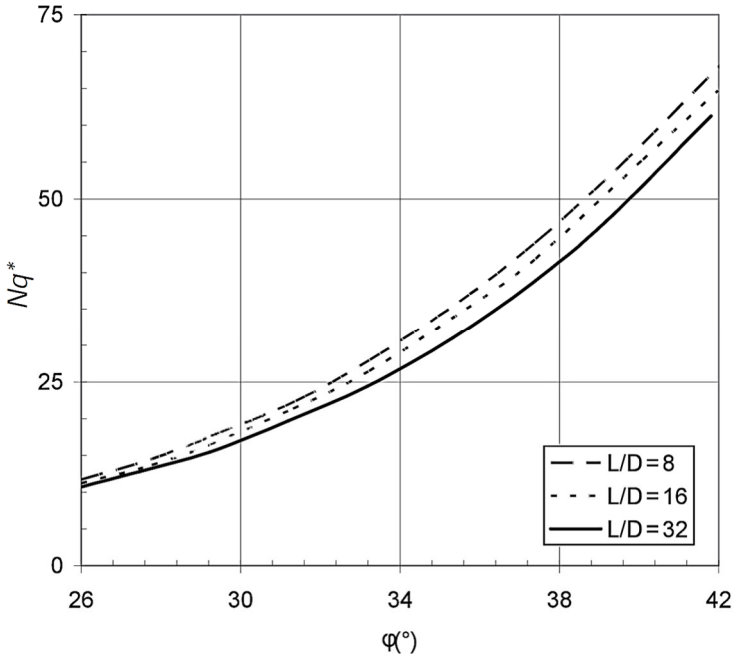


Figura 5-3 Abaco di Berezantzev (1965 per la valutazione del fattore di capacità portante N^*_q per pali di grande diametro.

Così come descritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018) al Paragrafo 6.4.3.1.1 "Resistenze di pali soggetti a carichi assiali", Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II delle NTC riportata di seguito.

Tabella 5-3 Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali (Tab. 6.4.II delle NTC).

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Essendo il carico limite dei pali calcolato con riferimento a procedure analitiche che prevedono l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza a compressione $R_{c,k}$ (o a trazione $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV delle NTC (della presente relazione), in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = Min\left\{\frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4}\right\} \qquad [5.9]$$

$$R_{t,k} = Min\left\{\frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4}\right\} \qquad [5.10]$$

Tabella 5-4 Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del

numero di verticali indagate (Tab. 6.4.IV delle NTC)

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

5.1.2 Calcolo del carico limite orizzontale

Il carico limite orizzontale dei pali è stato calcolato mediante la teoria di Broms (1964) che con riferimento allo schema riportato in Figura 5-4 assume che il comportamento meccanico dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido-perfettamente plastico, che la forma della sezione trasversale del palo sia ininfluente e che il valore di p sia determinato sola dalla dimensione d della sezione del palo misurata normalmente alla direzione dello spostamento.

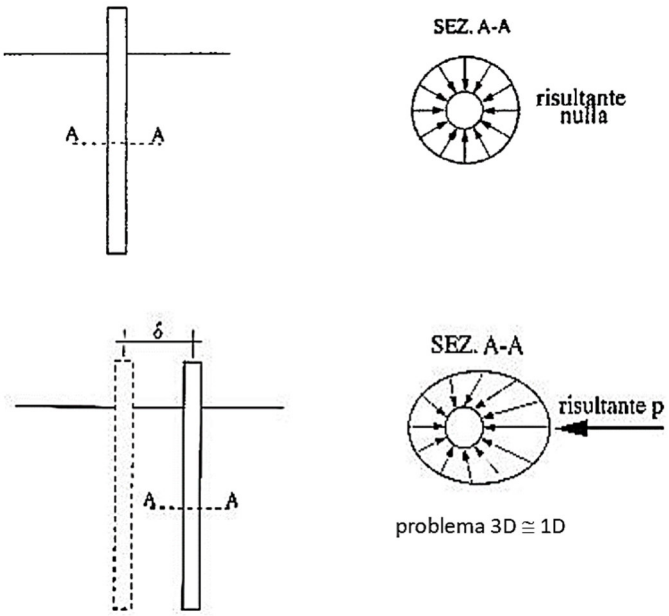


Figura 5-4 Interazione palo terreno secondo la teoria di Broms (1964).

Broms caratterizza il comportamento flessionale del palo con un comportamento di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè con riferimento alla Figura 5-5 assume che le rotazioni elastiche del palo ψ siano trascurabili finché il momento flettente non attinge il valore M_y di plasticizzazione. A questo punto si forma nella sezione una cerniera plastica e quindi la rotazione continua indefinitamente a momento costante.

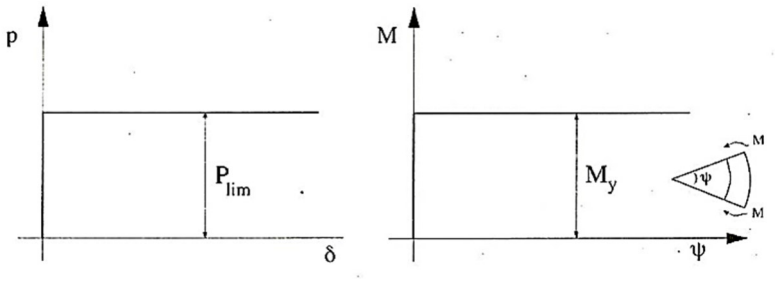
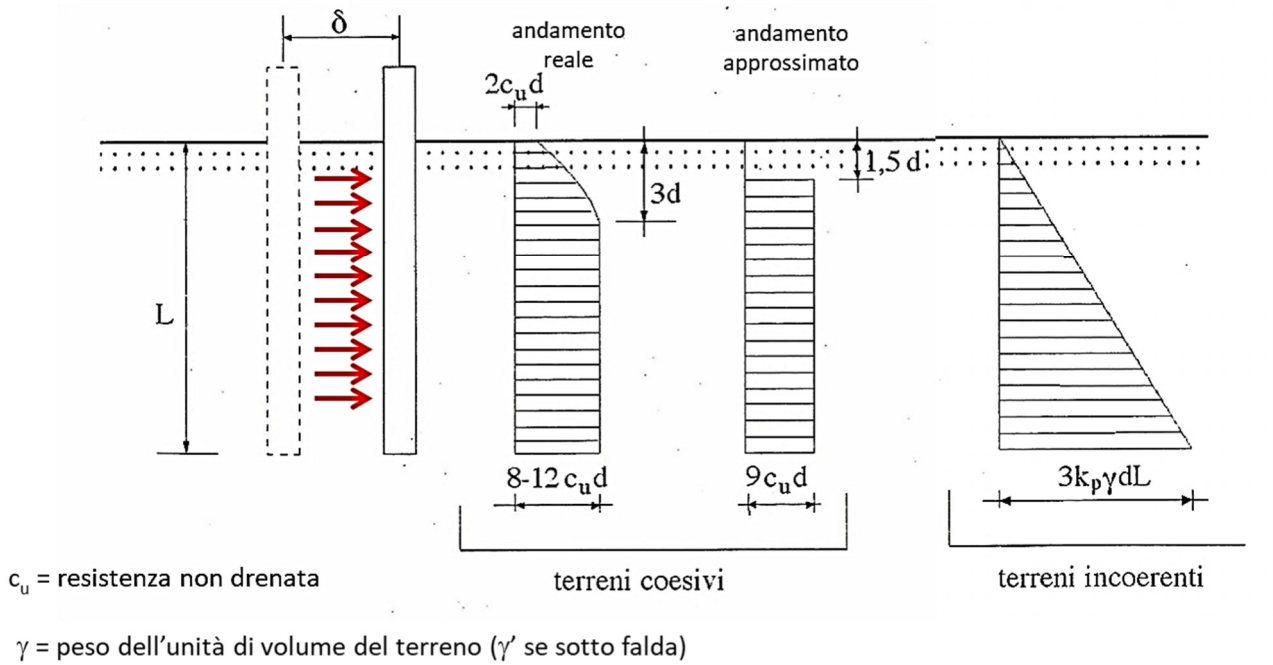


Figura 5-5 Comportamento rigido-perfettamente plastico del palo e del terreno.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno, Broms considera separatamente il caso di rottura non drenata analizzato in termini di tensioni totali (terreno coesivo con $c=c_u$ e $\varphi=0$) e quello di rottura drenata (terreno incoerente con $c=0$ e $\varphi\neq0$). Sulla base di analisi teoriche e di osservazioni sperimentali si assume che la resistenza p abbia gli andamenti rappresentati in Figura 5-6.



γ = peso dell'unità di volume del terreno (γ' se sotto falda)

$k_p = \frac{1+\text{sen}\varphi}{1-\text{sen}\varphi}$ (coefficiente di spinta passiva)

Figura 5-6 Resistenza limite del terreno.

Essendo i pali di fondazione non liberi di ruotare in testa per la presenza dei plinti o della platea di fondazione, con riferimento a questo schema si è valutata la resistenza limite a carico orizzontale dei pali come la minima tra quelle che competono ai tre meccanismi di collasso di "palo corto", "palo intermedio" e "palo lungo" illustrati in Figura 5-7 e Figura 5-8 rispettivamente per il caso di sottosuolo omogeneo coesivo ed incoerente. In particolare, il meccanismo di collasso di "palo corto" non vede alcuna formazione di cerniere plastiche ed il palo trasla di moto rigido insieme al plinto, il meccanismo di "palo intermedio" vede la formazione della cerniera plastica in corrispondenza del plinto di fondazione, infine, il meccanismo di collasso di "palo lungo" vede la formazione di una prima cerniera plastica in corrispondenza del plinto e di una seconda in profondità.

Così come descritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018) al Paragrafo 6.4.3.1.2 "Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali", per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali si è utilizzato il coefficiente parziale γ_T della Tab. 6.4.VI delle NTC riportata di seguito.

Tabella 5-5Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali (Tab. 6.4.VI delle NTC).

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

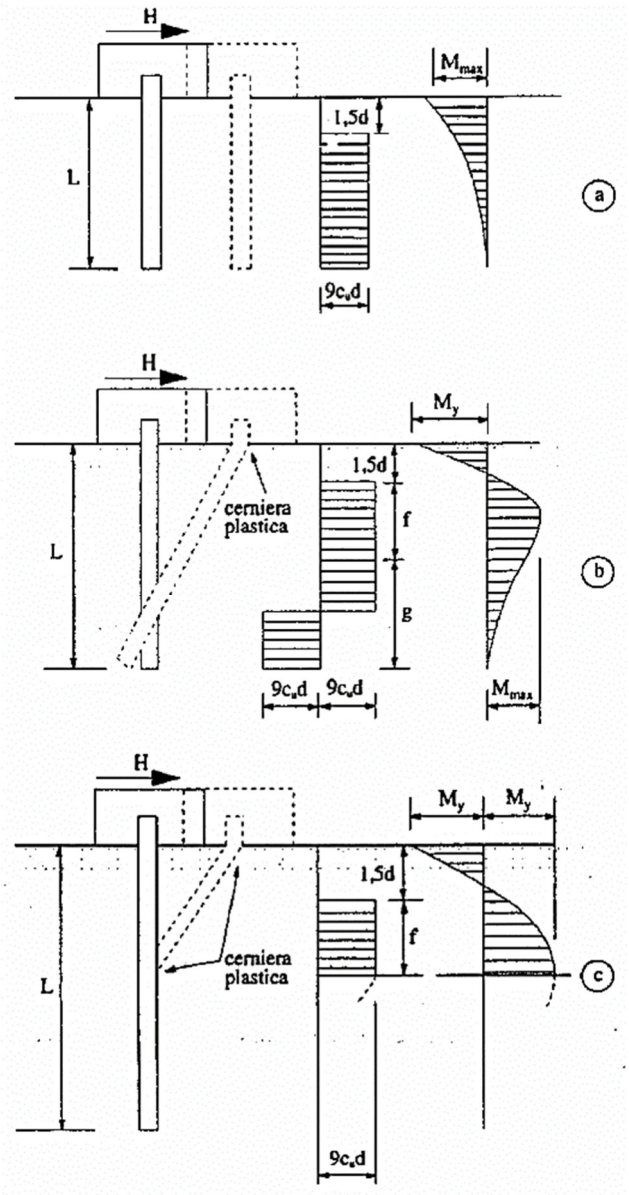


Figura 5-7 Meccanismo di "palo corto" (a), "palo intermedio" (b) e "palo lungo" (c) per pali impediti di ruotare in testa in terreni coesivi.

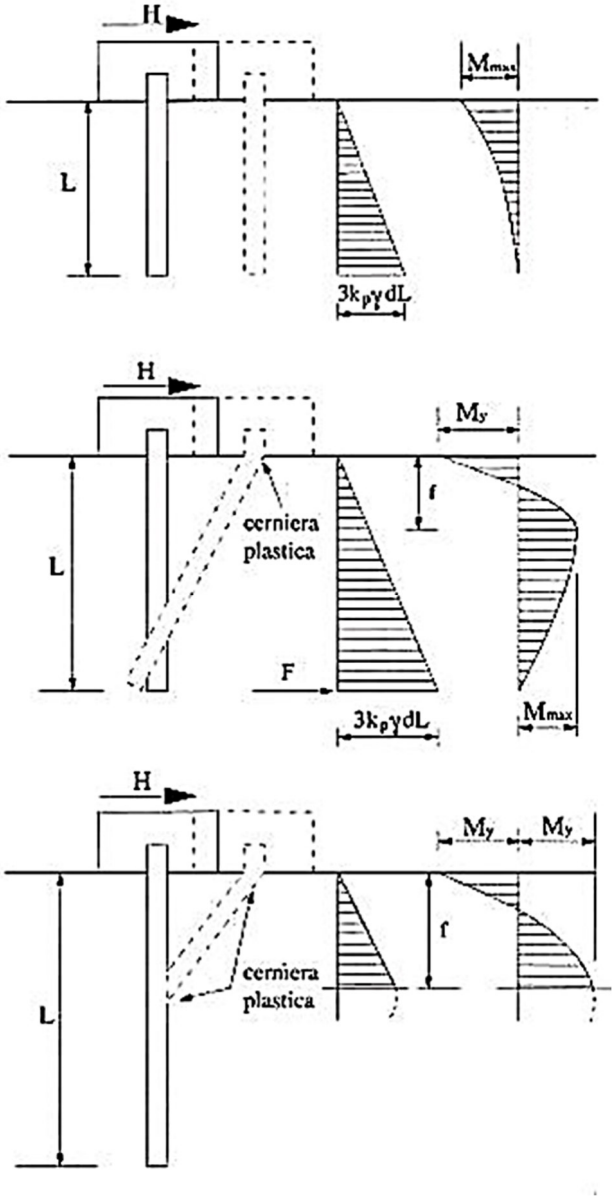


Figura 5-8 Meccanismo di "palo corto" (a), "palo intermedio" (b) e "palo lungo" (c) per pali impediti di ruotare in testa in terreni incoerenti.

5.1.3 Risultati

Di seguito, si riportano i valori delle resistenze di progetto dei pali rispettivamente nella condizione sismica, statica di breve termine e statica di lungo termine. Tali resistenze sono state ricavate per tre tipologie differenti di armatura longitudinale con differenti valori di resistenza a taglio.

Tabella 5-6 Valori di progetto della resistenza dei pali in condizione sismica.

Condizione sismica

Φ (mm)	L (m)	Q_{lim}↓ (kN)	Q_{lim}↑ (kN)	A_{long}	H_{lim}↔ (kN)
800	15	1437	666	10 Φ 20	99
				20 Φ 24	200
				22 Φ 30	283
1000	15	2008	877	16 Φ 20	200
				22 Φ 26	338
				30 Φ 30	483
1200	15	2675	1106	16 Φ 24	345
				26 Φ 26	505
				38 Φ 30	731

Tabella 5-7 Valori di progetto della resistenza dei pali in condizione statica di breve termine.

Condizione statica di breve termine

Φ (mm)	L (m)	Q_{lim}↓ (kN)	Q_{lim}↑ (kN)	A_{long}	H_{lim}↔ (kN)
800	15	2417	868	10 Φ 20	269
				20 Φ 24	460
				22 Φ 30	589
1000	15	3573	1125	16 Φ 20	467
				22 Φ 26	698
				30 Φ 30	912
1200	15	4972	1398	16 Φ 24	722
				26 Φ 26	967
				38 Φ 30	1285

Tabella 5-8 Valori di progetto della resistenza dei pali in condizione statica di lungo termine.

Condizione statica di lungo termine

Φ (mm)	L (m)	Q_{lim}↓ (kN)	Q_{lim}↑ (kN)	A_{long}	H_{lim}↔ (kN)
800	15	2368	823	10 Φ 20	256
				20 Φ 24	434
				22 Φ 30	559
1000	15	3512	1069	16 Φ 20	450
				22 Φ 26	672
				30 Φ 30	884
1200	15	4898	1330	16 Φ 24	714
				26 Φ 26	956
				38 Φ 30	1273

5.2 Terminal partenze

Nel presente paragrafo si espongono le verifiche geotecniche delle fondazioni su pali del terminal partenze.

Nel Paragrafo 5.2.1 si descrive la soluzione progettuale definita per la fondazione del corpo di fabbrica in oggetto, nei Paragrafi 5.2.2 e 5.2.3 vengono esposte le verifiche delle fondazioni, rispettivamente in condizioni statiche e sismiche, eseguite con riferimento alla condizione limite di collasso per carico verticale ed orizzontale dei gruppi di pali. Infine, nel Paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** l'analisi è stata approfondita estendendo la verifica ai singoli pali di fondazione.

5.2.1 Soluzione progettuale

La soluzione progettuale individuata per il terminal partenze (Figura 5-9) è una fondazione costituita da plinti fondati su pali di grande diametro (pali ad elica continua ovvero trivellati e gettati in opera) collegati medianti travi in c.a. Il numero e la tipologia dei pali sono stati determinati in modo da garantire che i carichi applicati siano compatibili con i valori del carico limite verticale ed orizzontale precedentemente calcolati.

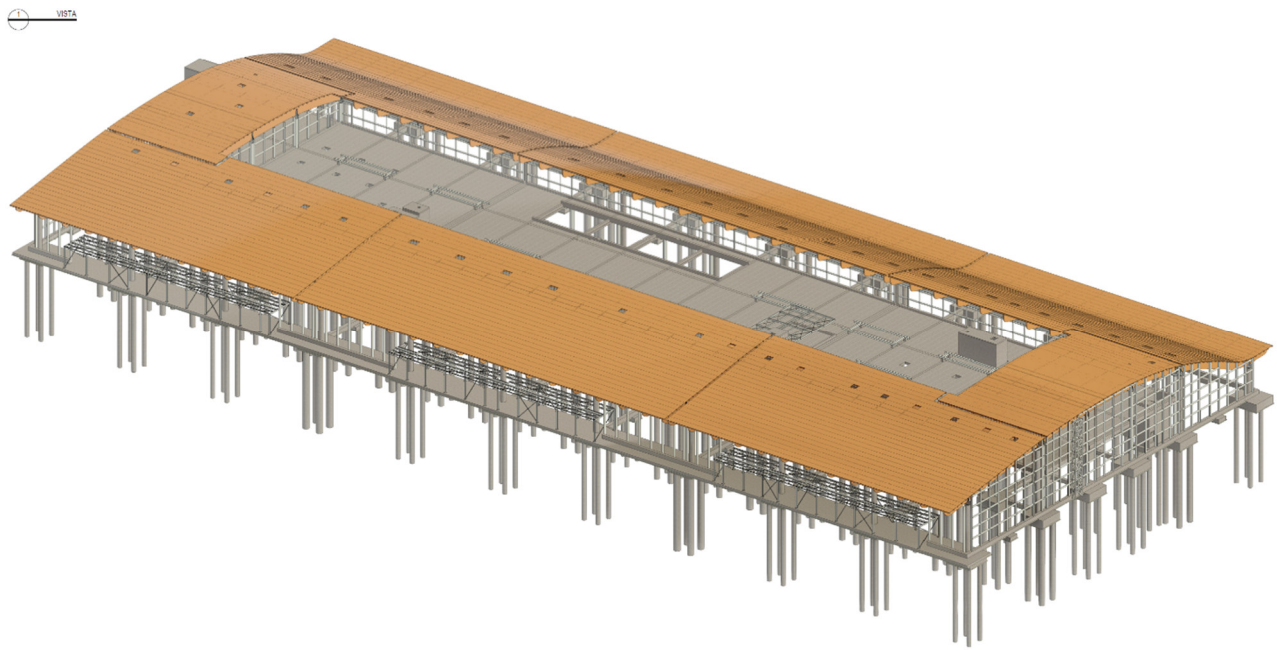
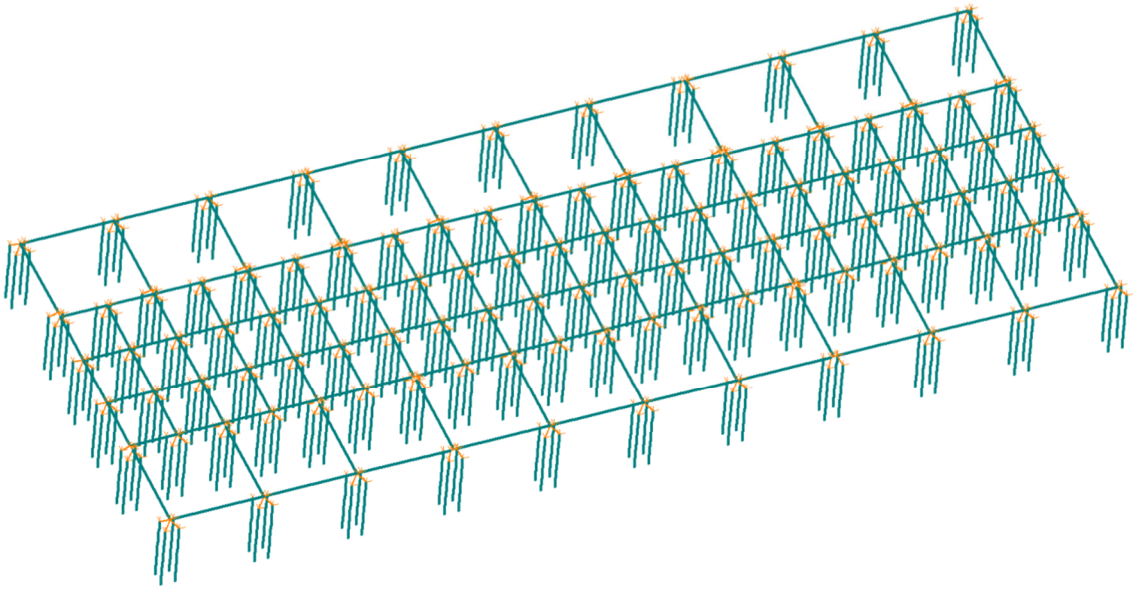


Figura 5-9 Vista tridimensionale del terminal partenze.

Dall'analisi dei modelli in elevazione con vincoli cedevoli alla base sono stati estratte tutte le reazioni vincolari per le diverse combinazioni e sono state applicate ad un modello globale nel quale tutti i pali sono stati modellati con elementi monodimensionali. In questo modo è stato possibile studiare il comportamento dei pali stessi, relativamente all'andamento delle sollecitazioni lungo il fusto e allo stesso tempo è stato possibile valutare le sollecitazioni su quei plinti condivisi tra diversi corpi in elevazione.



Si sono determinate successivamente le sollecitazioni massime agenti su ogni tipologia di palo (rif. AI015P-E-L1-01-STR-RE-03-A) e qui riportate per facilità di lettura.

Palo D80 cm	
Compressione massima SLU	1000 kN
Compressione massima SLV	1252 kN
Trazione massima SLU	0 kN
Trazione massima SLV	380 kN
Taglio massimo SLV	182 kN
Momento M2 massimo SLV	483 kN m
Momento M3 massimo SLV	532 kN m

Palo D100 cm	
Compressione massima SLU	1431 kN
Compressione massima SLV	1735 kN
Trazione massima SLU	0 kN
Trazione massima SLV	372 kN
Taglio massimo SLV	210 kN
Momento M2 massimo SLV	558 kN m
Momento M3 massimo SLV	563 kN m

Palo D120 cm	
Compressione massima SLU	1959 kN
Compressione massima SLV	2217 kN
Trazione massima SLU	0 kN
Trazione massima SLV	172 kN
Taglio massimo SLV	252 kN
Momento M2 massimo SLV	997 kN m
Momento M3 massimo SLV	955 kN m

Tutti i pali della fondazione avranno lunghezza L=15.00m computata a partire dalla base dei plinti, i quali saranno attestati alla profondità di 2.00m dal piano campagna.

Si riporta in Tabella 5-9, per ciascun diametro dei pali, il dimensionamento dell'armatura longitudinale

Tabella 5-9 Armatura longitudinale dei pali di fondazione del terminal partenze.

Φ_{palo} (mm)	L_{palo} (m)	Armatura longitudinale (N - mm)
800	15.0	20 Φ24
1000	15.0	22 Φ26
1200	15.0	26 Φ26

5.2.2 Verifica in condizioni statiche

5.2.2.1 Verifica SLU

La verifica SLU in condizione statica nei confronti delle azioni verticali è stata eseguita ai sensi delle NTC 2018 Paragrafo 6.2.4.1 "Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)" accertando che:

$$E_d \leq R_d \qquad [5.14]$$

dove E_d è il carico verticale di progetto ed R_d è il corrispondente valore limite della resistenza.

Essendo nei terreni incoerenti il coefficiente di gruppo è maggiore dell'unità (Viggiani et al., 2014) ed essendo i pali attestati nella formazione sabbiosa più profonda si è assunto a vantaggio di sicurezza un coefficiente di gruppo unitario.

Nella seguente Tabella 5-10 si riassumono quindi i valori della resistenza di progetto delle tre tipologie di fondazione e li si confronta con il valore massimo dell'azione di progetto.

Tabella 5-10 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi verticali in condizione statica. Terminal partenze.

Fondazione	R_d (kN)	E_d (kN)	Verifica
Φ800	2368	1000	POSITIVA
Φ1000	3512	1431	POSITIVA
Φ1200	4898	1959	POSITIVA

con R_d: resistenza di progetto, E_d: azione di progetto.

Essendo il valore della resistenza di progetto maggiore dell'azione di progetto la verifica è da considerarsi positiva.

Non essendo presenti carichi orizzontali in condizioni statiche, la corrispondente verifica SLU è stata omessa.

5.2.2.2 Verifica SLE

La verifica SLE è stata eseguita ai sensi delle NTC 2018 Paragrafo 6.2.4.3 "Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)" verificando che:

$$E_d \leq C_d \qquad [5.16]$$

Dove E_d rappresenta la distorsione angolare massima in fondazione e C_d il valore limite di tale parametro sopportabile dalla struttura senza inficiare la sua performance in condizione di esercizio.

Per ognuno dei plinti di fondazione su pali è stata quindi eseguita la verifica seguendo la seguente procedura:

- Calcolo del cedimento del palo singolo mediante la relazione proposta da Viggiani e Viggiani (2008):

  $$w_s = \frac{d}{M} \cdot \frac{Q}{Q_{lim}} \qquad [5.17]$$

  con w_s: cedimento del palo singolo, M: coefficiente funzione della tipologia di palo e di terreno, Q: carico di esercizio agente sul palo e Q_{lim}: carico limite del palo singolo.

- Calcolo del cedimento del gruppo di pali mediante la relazione:

$$w_g = R_s \cdot w_s \qquad [5.18]$$

con w_g: cedimento del gruppo di pali, R_s: coefficiente di gruppo, w_s: cedimento del palo singolo.

Il coefficiente di gruppo è stato calcolato mediante la relazione proposta da Mandolini et al. (2005):

$$R_s = 0.29 \cdot \mathrm{N} \cdot R^{-1.35} \qquad [5.19]$$

con R: parametro caratteristico della geometria della fondazione definito da Randolph and Clancy (1993) e N: numero di pali.

$$R = \sqrt{\frac{N \cdot s}{L}} \qquad [5.20]$$

con: N: numero di pali, s: interasse e L: lunghezza dei pali.

- Calcolo della distorsione angolare massima mediante la relazione proposta da Viggiani (1999):

$$\beta_{MAX} = 10^{-4} \cdot w_{MAX} \qquad [5.21]$$

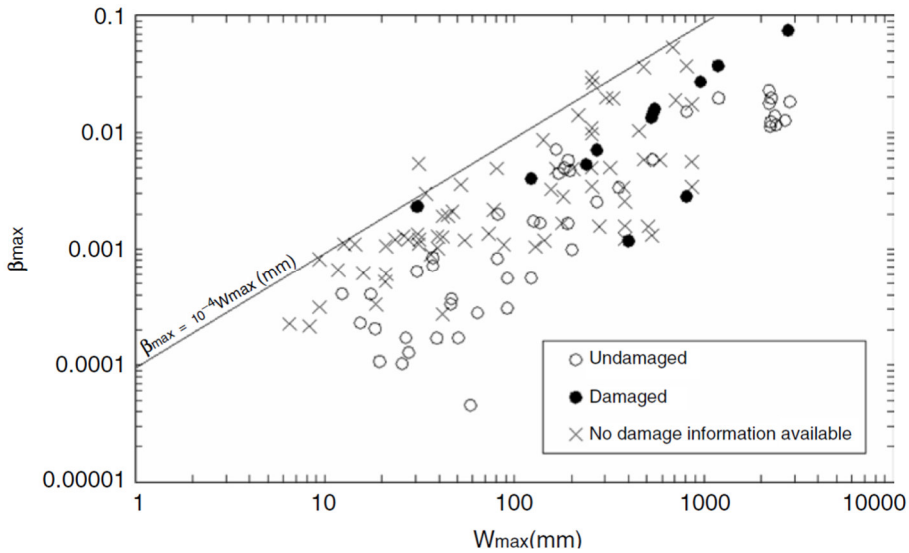


Figura 5-10 Relazione tra il cedimento massimo ed il massimo valore atteso della distorsione angolare (Viggiani 1999).

Si è considerato un valore limite della distorsione angolare pari a β_{MAX}=1/500=0.002 così come suggerito dall'Eurocodice e da Viggiani (1993).

In Tabella 5-11 e Tabella 5-12 si riportano i valori di cedimento e distorsione angolare massima calcolati per i singoli gruppi di pali considerando un valore del coefficiente M pari 25 così come suggerito da Viggiani e Viggiani (2008) per pali trivellati in terreni incoerenti. Essendo il valore massimo della distorsione pari a 0.0018 e minore del valore limite di 1/500=0.002, la verifica nei confronti dello stato limite di servizio è da considerarsi positiva.

Tabella 5-11 Cedimenti dei singoli gruppi di pali del terminal partenze in condizione di esercizio.

Cedimento del gruppo di pali (mm)

	17	P.1	18	P.2	19	P.3	20/21	P.6	22	P.7	23	P.8	24	P.9	25/26	P.12	27	P.13	28	P.14	29
A	3		6		6		6		6		6		6		6		6		6		3
B	8	10	14	8	13	8	11	8	13	8	13	8	13	8	11	8	13	8	14	9	8
P.B.	9	18	16	15	15	16	11	16	15	15	15	15	15	16	11	16	15	15	16	17	9
P.C.	9	18	16	15	15	16	11	16	15	15	15	15	15	16	11	16	15	15	16	17	9
D	8	10	14	8	14	8	11	8	13	8	13	8	13	8	11	8	14	8	14	9	9
E	3		6		6		4		5		5		5		4		6		6		3

Tabella 5-12 Distorsioni angolari calcolate per i singoli gruppi di pali del terminal partenze in condizione di esercizio.

Distorsione angolare massima

	17	P.1	18	P.2	19	P.3	20/21	P.6	22	P.7	23	P.8	24	P.9	25/26	P.12	27	P.13	28	P.14	29
A	0.0003		0.0006		0.0006		0.0006		0.0006		0.0006		0.0006		0.0006		0.0006		0.0006		0.0003
B	0.0008	0.0010	0.0014	0.0008	0.0013	0.0008	0.0011	0.0008	0.0013	0.0008	0.0013	0.0008	0.0013	0.0008	0.0011	0.0008	0.0013	0.0008	0.0014	0.0009	0.0008
P.B.	0.0009	0.0018	0.0016	0.0015	0.0015	0.0016	0.0011	0.0016	0.0015	0.0015	0.0015	0.0015	0.0015	0.0016	0.0011	0.0016	0.0015	0.0015	0.0016	0.0017	0.0009
P.C.	0.0009	0.0018	0.0016	0.0015	0.0015	0.0016	0.0011	0.0016	0.0015	0.0015	0.0015	0.0015	0.0015	0.0016	0.0011	0.0016	0.0015	0.0015	0.0016	0.0017	0.0009
D	0.0008	0.0010	0.0014	0.0008	0.0014	0.0008	0.0011	0.0008	0.0013	0.0008	0.0013	0.0008	0.0013	0.0008	0.0011	0.0008	0.0014	0.0008	0.0014	0.0009	0.0009
E	0.0003		0.0006		0.0006		0.0004		0.0005		0.0005		0.0005		0.0004		0.0006		0.0006		0.0003

5.2.3 Verifica in condizioni sismiche

5.2.3.1 Verifica SLU

Considerati i valori delle azioni massime riportate per ogni tipologia di palo al capitolo 5.2.1, si riporta in tabella la verifica a carico limite verticale (di compressione e trazione) ed orizzontale dei singoli pali.

Nella tabella le massime azioni di progetto, di compressione ($E_d\downarrow$), di trazione ($E_d\uparrow$) ed orizzontale ($E_d\leftrightarrow$) agenti sul palo singolo tra quelle calcolate per le differenti combinazioni di carico sono confrontate con le corrispondenti resistenze minime del palo ($R_d\downarrow$, $R_d\uparrow$, $R_d\leftrightarrow$), ovvero quelle calcolate in condizione sismica.

Tabella 5-13 Verifiche geotecniche dei singoli pali di fondazione φ800 del terminal partenze.

Tipologia pali	$R_d\downarrow$ (kN)	$E_d\downarrow$ (kN)	Verifica ↓	$R_d\uparrow$ (kN)	$E_d\uparrow$ (kN)	Verifica ↑	$R_d\leftrightarrow$ (kN)	$E_d\leftrightarrow$ (kN)	Verifica ↔
Φ800	1437	1252	POSITIVA	666	380	POSITIVA	200	182	POSITIVA
Φ1000	2008	1735	POSITIVA	877	372	POSITIVA	338	210	POSITIVA
Φ1200	2675	2217	POSITIVA	1106	172	POSITIVA	505	252	POSITIVA

con $R_d\downarrow$: resistenza a compressione di progetto, $E_d\downarrow$: azione di compressione di progetto, $R_d\uparrow$: resistenza allo sfilamento di progetto, $E_d\uparrow$: azione di trazione di progetto, $R_d\leftrightarrow$: resistenza per carichi orizzontali di progetto, $E_d\leftrightarrow$: azione orizzontale di progetto.

Così come per la verifica in condizioni statiche, essendo nei terreni incoerenti il coefficiente di gruppo maggiore dell'unità (Viggiani et al., 2014) ed essendo i pali attestati nella formazione sabbiosa più profonda si è assunto a vantaggio di sicurezza un coefficiente di gruppo unitario.

Per tutte le tipologie di pali il valore della resistenza di progetto risulta maggiore dell'azione di progetto per tutte le verifiche, quindi, le verifiche per raggiungimento del carico limite di compressione, per raggiungimento del carico limite di trazione e per raggiungimento del carico limite di orizzontale sono positive.

5.3 Pensiline air-side

5.3.1 Soluzione progettuale

Le tettoie air-side consistono in due strutture gemelle per schema strutturale e per carichi trasmessi alla fondazione. Nel prosieguo del paragrafo si fa quindi riferimento ad un unico schema di fondazione valido per entrambe le tettoie.

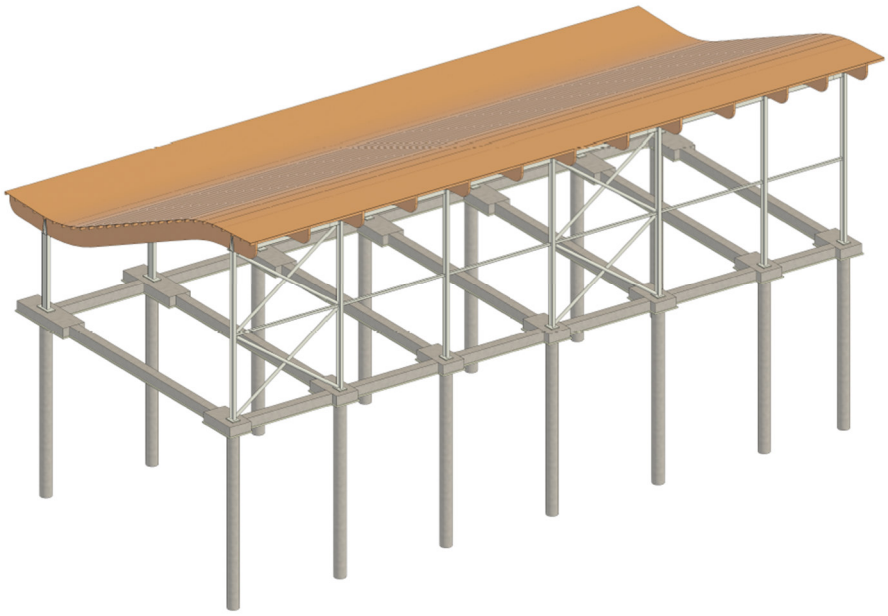


Figura 5-11 Vista tridimensionale di una delle due tettoie air-side gemelle.

La soluzione progettuale individuata per le tettoie air-side è una fondazione costituita da plinti fondati su palo singolo del diametro ϕ1000 mm (palo ad elica continua ovvero trivellato e gettato in opera) collegati medianti travi in c.a. Il numero e la tipologia dei pali sono stati determinati in modo da garantire che i carichi applicati siano compatibili con i valori del carico limite verticale ed orizzontale precedentemente calcolati.

La modellazione delle strutture è stata eseguita considerando l'interazione terreno-struttura modellando i pali di fondazione con elementi monodimensionali vincolati mediante molle orizzontali e verticali a simulare i vari strati di terreno attraversati. Dal modello sono state ricavate le sollecitazioni massime agenti sul singolo palo e qui riportate per facilità di lettura (rif. AI015P-E-L1-06-STR-RE-01-A).

Compressione massima SLU	544 kN
Compressione massima SLV	673 kN
Trazione massima SLU	179 kN
Trazione massima SLV	494 kN
Taglio massimo SLV	125 kN
Momento M2 massimo SLV	900 kN m
Momento M3 massimo SLV	650 kN m

Tutti i pali della fondazione avranno lunghezza L=15.00m computata a partire dalla base dei plinti attestata alla profondità di 2.00m dal piano campagna.

Si riporta in tabella il dimensionamento dell'armatura longitudinale.

Tabella 5-14 Armatura longitudinale dei pali di fondazione delle tettoie air-side.

Φ_{palo} (mm)	L_{palo} (m)	Armatura longitudinale (N - mm)
1000	15.0	22 Φ26

5.3.2 Verifica in condizioni statiche

5.3.2.1 Verifica SLU

La verifica dei pali di fondazione in condizioni statiche rispetto ai carichi verticali è stata eseguita secondo la medesima procedura illustrata al Paragrafo 5.2.2.1.

Nella seguente tabella si riassumono per le sollecitazioni di compressione e sfilamento i valori della resistenza di progetto e li si confrontano con il valore massimo dell'azione di progetto.

Tabella 5-15 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi verticali in condizione statica. Tettoia air-side.

palo	R_d↓ (kN)	E_d↓ (kN)	Verifica↓	R_d↑ (kN)	E_d↑ (kN)	Verifica↑
1Φ1000	3512	544	POSITIVA	1069	179	POSITIVA

con R_d↓: resistenza a compressione di progetto, E_d↓: azione di compressione di progetto, R_d↑: resistenza allo sfilamento di progetto, E_d↑: azione di trazione di progetto.

Essendo per le due configurazioni il valore della resistenza di progetto maggiore dell'azione di progetto la verifica è da considerarsi positiva.

La verifica dei pali in condizioni statiche rispetto ai carichi orizzontali è stata eseguita verificando la disequazione 5.14, dove: E_d è il carico orizzontale di progetto ed R_d è il corrispondente valore limite della resistenza.

In tabella si confronta l'azione di progetto con il valore della resistenza di progetto calcolata secondo la relazione riportata in [5.12]. Essendo il valore della resistenza di progetto maggiore del corrispondente valore dell'azione di progetto, la verifica in condizioni sismiche per carichi orizzontali è positiva.

Tabella 5-16 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi orizzontali in condizione statica. Tettoia air-side.

Fondazione	R_d (kN)	E_d (kN)	Verifica
1Φ1000	672	209	POSITIVA

con R_d: resistenza di progetto per carichi orizzontali, E_d: azione orizzontale di progetto.

5.3.2.2 Verifica SLE

La verifica SLE è stata eseguita ai sensi delle NTC 2018 Paragrafo 6.2.4.3 "Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)" seguendo il medesimo iter logico descritto al Paragrafo 5.2.2.2. per la fondazione su pali del terminal partenze

Nella seguente si riporta il cedimento dei singoli pali calcolato mediante la relazione di Viggiani e Viggiani (2008) e la massima distorsione angolare β_{MAX}. Essendo il valore della massima distorsione angolare attesa minore del prescritto valore limite fissato pari a 1/500=0.002, la verifica SLE della fondazione delle pensiline air-side è da considerarsi positiva.

Tabella 5-17 Cedimenti calcolati per i singoli pali e confronto tra il valore di progetto dell'azione, ovvero la distorsione angolare massima ed il corrispondente valore limite per la verifica SLE. Tettoia air-side.

w_s (mm)	1	2	3	4	5	6	7
C	4.17	7.76	7.40	7.08	8.15	6.95	2.90
E	3.82	8.63	8.50	8.23	8.58	7.67	2.82

β_{MAX} - E_d	C_d
0.0009	0.002

con β_{MAX} - E_d: distorsione angolare massima ovvero l'azione di progetto e C_d: valore limite della distorsione angolare.

5.3.3 Verifica in condizioni sismiche

5.3.3.1 Verifica SLU

La verifica dei pali di fondazione in condizioni statiche rispetto ai carichi verticali è stata eseguita secondo la medesima procedura illustrata al Paragrafo 5.2.2.1 per cui il valore di progetto del carico limite verticale è stato calcolato secondo l'Eq. 6.12.

Nella seguente tabella si riporta il valore della resistenza di progetto lo si confronta con il valore dell'azione di progetto.

Tabella 5-18 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi verticali in condizione sismica. Tettoia air-side.

palo	Rd↓ (kN)	Ed↓ (kN)	Verifica↓	Rd↑ (kN)	Ed↑ (kN)	Verifica↑
1Φ1000	2008	673	POSITIVA	877	494	POSITIVA

con R_d↓: resistenza a compressione di progetto, E_d↓: azione di compressione di progetto, R_d↑: resistenza allo sfilamento di progetto, E_d↑: azione di trazione di progetto.

Essendo il valore della resistenza di progetto maggiore dell'azione di progetto la verifica è da considerarsi positiva.

La verifica dei pali in condizioni statiche rispetto ai carichi orizzontali è stata eseguita verificando la disequazione 5.14, dove: E_d è il carico orizzontale di progetto ed R_d è il corrispondente valore limite della resistenza.

In tabella si confronta l'azione di progetto con il valore della resistenza di progetto calcolata secondo la relazione riportata in [5.12].

Tabella 5-19 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi orizzontali in condizione sismica. Tettoia air-side.

Fondazione	R_d (kN)	E_d (kN)	Verifica
1Φ1000	338	125	POSITIVA

con R_d: resistenza di progetto per carichi orizzontali, E_d↓: azione orizzontale di progetto.

Essendo il valore della resistenza di progetto maggiore del corrispondente valore dell'azione di progetto, la verifica in condizioni sismiche per carichi orizzontali è positiva.

5.4 Cerniera pensiline air-side

5.4.1 Soluzione progettuale

La pensilina in oggetto si presenta con una pianta a sagoma rettangolare allungata con dimensioni indicative di 45.00x10.00 metri per un'altezza massima di 9.3 metri. La copertura, interamente in legno lamellare ad andamento curvilineo, si appoggia su una struttura a telaio composta da colonne circolari e travi in carpenteria metallica. Tale pensilina rappresenta l'elemento di collegamento tra il terminal partenze e le tettoie Air-Side.

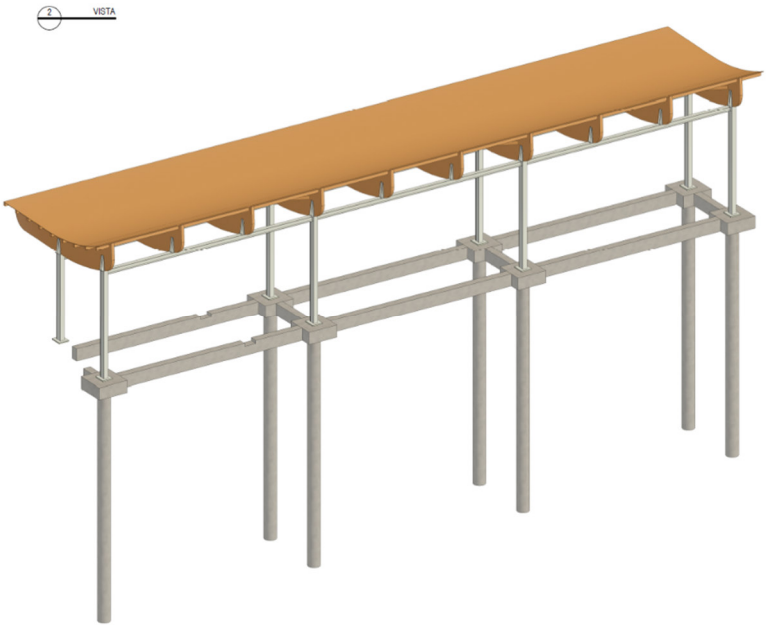


Figura 5-12 Vista tridimensionale della struttura cerniera delle pensiline air-side.

La soluzione progettuale individuata per la struttura cerniera delle pensiline air-side è una fondazione costituita da plinti fondati su palo singolo del diametro ϕ800 mm (palo ad elica continua ovvero trivellato e gettato in opera) collegati medianti travi in c.a. Il numero e la tipologia dei pali sono stati determinati in modo da garantire che i carichi applicati siano compatibili con i valori del carico limite verticale ed orizzontale precedentemente calcolati.

La modellazione delle strutture è stata eseguita considerando l'interazione terreno-struttura modellando i pali di fondazione con elementi monodimensionali vincolati mediante molle orizzontali e verticali a simulare i vari strati di terreno attraversati. Dal modello sono state ricavate le sollecitazioni massime agenti sul singolo palo e qui riportate per facilità di lettura (rif. AI015P-E-L1-05-STR-RE-01-A).

Compressione massima SLU	399 kN
Compressione massima SLV	540 kN
Trazione massima SLU	99 kN
Trazione massima SLV	129 kN
Taglio massimo SLV	70 kN
Momento M2 massimo SLV	280 kN m
Momento M3 massimo SLV	180 kN m

Tutti i pali della fondazione avranno lunghezza L=15.00m computata a partire dalla base dei plinti attestata alla profondità di 2.00m dal piano campagna.

Si riporta in Tabella 5-14 il dimensionamento dell'armatura longitudinale.

Tabella 5-20 Armatura longitudinale dei pali di fondazione delle tettoie air-side.

Φ_{palo} (mm)	L_{palo} (m)	Armatura longitudinale (N - mm)
800	15.0	20 Φ24

5.4.2 Verifica in condizioni statiche

5.4.2.1 Verifica SLU

La verifica dei pali di fondazione in condizioni statiche rispetto ai carichi verticali è stata eseguita secondo la medesima procedura illustrata al Paragrafo 5.2.2.1.

Nella seguente tabella si riassumono per le sollecitazioni di compressione e sfilamento i valori della resistenza di progetto e li si confrontano con il valore massimo dell'azione di progetto.

Tabella 5-21 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi verticali in condizione statica. Tettoia air-side.

palo	R_d↓ (kN)	E_d↓ (kN)	Verifica↓	R_d↑ (kN)	E_d↑ (kN)	Verifica↑
Φ800	2417	399	POSITIVA	868	99	POSITIVA

con R_d↓: resistenza a compressione di progetto, E_d↓: azione di compressione di progetto, R_d↑: resistenza allo sfilamento di progetto, E_d↑: azione di trazione di progetto.

Essendo per le due configurazioni il valore della resistenza di progetto maggiore dell'azione di progetto la verifica è da considerarsi positiva.

Essendo in condizione statica i carichi orizzontali pari a zero la corrispondente verifica è stata omessa.

5.4.2.2 Verifica SLE

La verifica SLE è stata eseguita ai sensi delle NTC 2018 Paragrafo 6.2.4.3 "Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)" seguendo il medesimo iter logico descritto al Paragrafo 5.2.2.2. per la fondazione su pali del terminal partenze

Nella seguente si riporta il cedimento dei singoli pali calcolato mediante la relazione di Viggiani e Viggiani (2008) e la massima distorsione angolare β_{MAX}. Essendo il valore della massima distorsione angolare attesa pari a 0.0006, minore del prescritto valore limite fissato pari a 1/500=0.002, la verifica SLE della fondazione per la struttura cerniera delle pensiline air-side è da considerarsi positiva.

Tabella 5-22 Cedimenti calcolati per i singoli pali e confronto tra il valore di progetto dell'azione, ovvero la distorsione angolare massima ed il corrispondente valore limite per la verifica SLE. Tettoia air-side.

w_s (mm)	15	16	17	18
C	0.19	0.34	0.34	0.19
E	2.72	5.90	5.90	2.72

β_{MAX}	C_d
0.0006	0.002

con β_{MAX} - E_d: distorsione angolare massima ovvero l'azione di progetto e C_d: valore limite della distorsione angolare.

5.4.3 Verifica in condizioni sismiche

5.4.3.1 Verifica SLU

La verifica dei pali di fondazione in condizioni statiche rispetto ai carichi verticali è stata eseguita secondo la medesima procedura illustrata al Paragrafo 5.2.2.1 per cui il valore di progetto del carico limite verticale è stato calcolato secondo l'Eq. 6.12.

Nella seguente tabella si riporta il valore della resistenza di progetto lo si confronta con il valore dell'azione di progetto.

Tabella 5-23 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi verticali in condizione sismica. Tettoia air-side.

palo	Rd↓ (kN)	Ed↓ (kN)	Verifica↓	Rd↑ (kN)	Ed↑ (kN)	Verifica↑
Φ800	1437	540	POSITIVA	666	129	POSITIVA

con R_d↓: resistenza a compressione di progetto, E_d↓: azione di compressione di progetto, R_d↑: resistenza allo sfilamento di progetto, E_d↑: azione di trazione di progetto.

Essendo il valore della resistenza di progetto maggiore dell'azione di progetto la verifica è da considerarsi positiva.

La verifica dei pali in condizioni statiche rispetto ai carichi orizzontali è stata eseguita verificando la disequazione 5.14, dove: E_d è il carico orizzontale di progetto ed R_d è il corrispondente valore limite della resistenza.

In tabella si confronta l'azione di progetto con il valore della resistenza di progetto calcolata secondo la relazione riportata in [5.12]. Essendo il valore della resistenza di progetto maggiore del corrispondente valore dell'azione di progetto, la verifica in condizioni sismiche per carichi orizzontali è positiva.

Tabella 5-24 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi orizzontali in condizione sismica. Tettoia air-side.

Fondazione	R_d (kN)	E_d (kN)	Verifica
Φ800	200	70	POSITIVA

con R_d: resistenza di progetto per carichi orizzontali, E_d↓: azione orizzontale di progetto.

5.5 Torri dissipative

5.5.1 Soluzione progettuale

Le torri dissipative sono N.6 strutture gemelle per schema strutturale e per carichi trasmessi alla fondazione. Nel proseguo del paragrafo si fa quindi riferimento ad un unico schema di fondazione valido per tutte le torri.

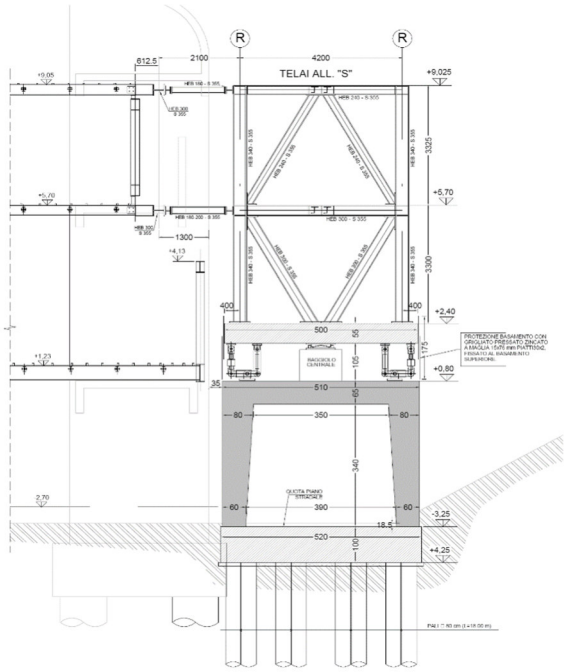


Figura 5-13 Sezione costruttiva delle torri dissipative.

I valori delle sollecitazioni verticali, orizzontali e dei momenti in condizioni sismiche sono molto elevati in particolare lungo la direzione parallela al terminal arrivi. Per contenere gli sforzi verticali trasmessi ai pali di fondazione è stato necessario predisporre una platea di ripartizione dei carichi di forma rettangolare di altezza pari a 1.00m, con il lato maggiore parallelo all'edificio e pari a 10.80m ed il lato minore più contenuto di lunghezza 5.40m per evitare interferenze con l'edificio esistente.

Essendo i valori delle forze orizzontali e dei momenti flettenti agenti in direzione x (direzione parallela al terminal arrivi) significativamente più elevati di quelli agenti nella direzione ortogonale, al fine di ottimizzare la progettazione, come mostrato in Figura 5-14, è stato previsto un numero di pali maggiore lungo l'allineamento x.

In definitiva, la soluzione concepita consiste in una palificata costituita da N.15 pali trivellati del diametro Φ800mm. Tutti i pali avranno lunghezza L=15.00m (con testa alla quota z_{tp}=-4.20m dal piano campagna) posizionati con interasse in direzione x i_x=2.9-1.9m ed in direzione y i_y=1.90m. L'armatura longitudinale dei pali consiste in N.22 Φ30mm. La distanza tra i pali ed il bordo della piastra di fondazione è stata ipotizzata pari a 20cm in direzione x ed a 40cm in direzione y. Le dimensioni della platea risultano quindi B_x=10.8m e B_y=5.4m.

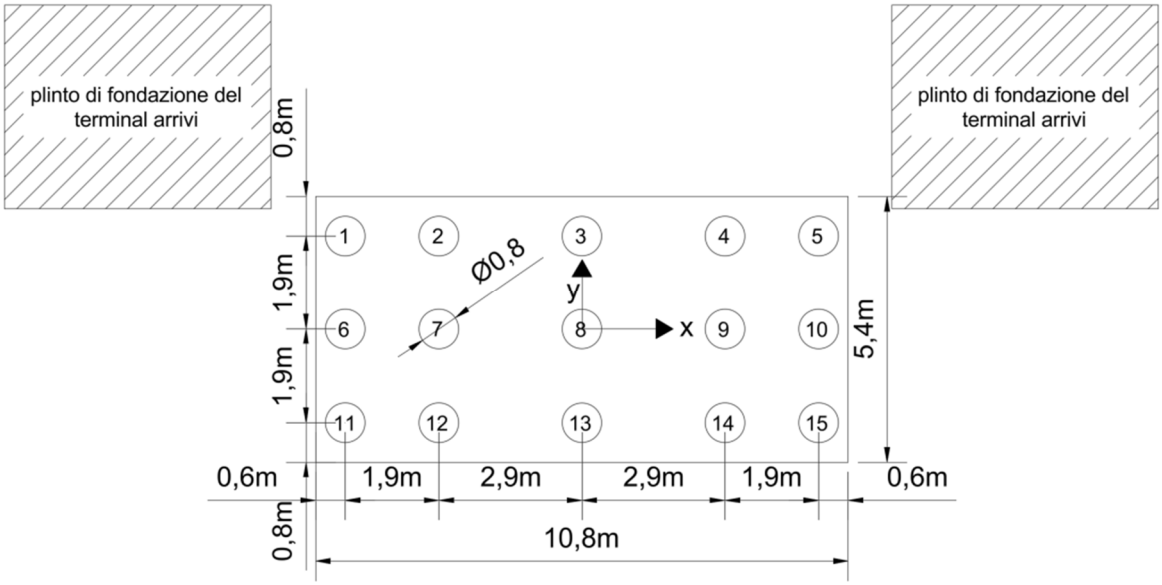


Figura 5-14 Geometria della Fondazione su pali prevista per le torri dissipative.

Si riporta in Tabella 5-25 il dimensionamento dell'armatura longitudinale.

Tabella 5-25 Armatura longitudinale dei pali di fondazione delle torri dissipative.

Φ_{palo} (mm)	L_{palo} (m)	Armatura longitudinale (N - mm)
800	15.0	22 Φ30

Nella seguente Tabella 5-26 si riportano i valori dei carichi agenti sulla fondazione delle torri dissipative:

Tabella 5-26 Carichi agenti in fondazione delle torri dissipative.

Condizione	N (kN)	H (kN)	m_x (kN m)	m_y (kN m)
statica SLE	1940		-	-
statica SLU	2500		-	-
sismica	1940	4000	29450	13170

con N: azione verticale, H: azione orizzontale, mx: momento agente attorno l'asse x, my: momento agente attorno l'asse y.

5.5.2 Verifica in condizioni statiche

5.5.2.1 Verifica SLU

NTC 2018 Paragrafo 6.2.4.1 "Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)" accertando che:

$$E_d \leq R_d \qquad [1]$$

dove E_d è il carico verticale di progetto ed R_d è il corrispondente valore limite della resistenza.

Il carico limite verticale del gruppo di pali è stato calcolato secondo la relazione

$$Q_{lim,gruppo} = E \cdot N_{pali} \cdot Q_p \qquad [2]$$

con E: coefficiente di gruppo, N_{pali}: numero di pali e Q_p: carico limite del palo singolo.

Essendo nei terreni incoerenti il coefficiente di gruppo è maggiore dell'unità (Viggiani et al., 2014) ed essendo

i pali attestati nella formazione sabbiosa più profonda si è assunto a vantaggio di sicurezza un coefficiente di gruppo unitario.

Il carico limite dei pali in condizioni statiche è stato ricalcolato per tener conto dell'approfondimento maggiore della testa dei pali z_{tp}=4.2m rispetto alle fondazioni degli atri edifici.

Tabella 5-27 Carico limite dei pali Φ800 delle torri dissipative in condizioni statiche.

Φ (mm)	L (m)	Q_{lim}↓ (kN)	Q_{lim}↑ (kN)	H_{lim}↔ (kN)
800	15	3122	1024	559

Nella seguente tabella si riporta il valore della resistenza di progetto lo si confronta con il valore dell'azione di progetto.

Tabella 5-28 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi verticali in condizione statica. Torri dissipative.

Fondazione	R_d (kN)	E_d (kN)	Verifica
15Φ800	46830	2500	POSITIVA

con R_d: resistenza di progetto, E_d: azione di progetto.

Essendo il valore della resistenza di progetto maggiore dell'azione di progetto la verifica è da considerarsi positiva.

Non essendo presenti carichi orizzontali in condizioni statiche, la corrispondente verifica SLU è stata omessa.

5.5.2.2 Verifica SLE

La verifica SLE è stata eseguita ai sensi delle NTC 2018 Paragrafo 6.2.4.3 "Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)" seguendo il medesimo iter logico descritto al Paragrafo 5.2.2.2. per la fondazione su pali del terminal partenze

Nella seguente Tabella 5-29 si riporta il calcolo del cedimento del gruppo di pali w_g e della massima distorsione angolare β_{MAX}. Essendo il valore della massima distorsione angolare attesa minore del prescritto valore limite fissato pari a 1/500=0.002, la verifica SLE della fondazione per le torri dissipative è da considerarsi positiva.

Tabella 5-29 Cedimenti calcolati per i pali e confronto tra il valore di progetto dell'azione, ovvero la distorsione angolare massima ed il corrispondente valore limite per la verifica SLE. Torri dissipative.

Q_i (kN)	ϕ (m)	Q/Q_{lim}	M	w_s (m)	s (m)	R	R_s	w_g (m)	β_{MAX} - E_d	C_d	Verifica
129.33	0.8	0.04	20	0.002	1.6	1.26	3.17	0.005	0.00005	0.002	POSITIVA

con Q_i: carico agente sui pali, ϕ: diametro dei pali, Q/Q_{lim}: rapporto tra il carico agente sui pali ed il corrispondente valore limite, M: coefficiente della relazione di Viggiani e Viggiani (2008), ws: cedimento del palo singolo, s: interasse, R: parametro caratteristico della geometria di Randolph and Clancy (1993), R_s: coefficiente di gruppo, w_g: cedimento del gruppo di pali, β_{MAX} - E_d: distorsione angolare massima ovvero l'azione di progetto e C_d: valore limite della distorsione angolare.

5.5.3 Verifica in condizioni sismiche

5.5.3.1 Verifica SLU

La verifica dei pali di fondazione in condizioni sismiche rispetto ai carichi verticali è stata eseguita secondo la

medesima procedura illustrata al Paragrafo 5.2.2.1 per cui il valore di progetto del carico limite verticale è stato calcolato secondo l'Eq. 6.12.

I carichi limiti a compressione e sfilamento dei pali sono stati ricalcolati con riferimento alla sola verticale d'indagine CPTu8, la verticale più prossima alle torri dissipative. In allegato si riportano i tabulati di calcolo delle resistenze.

Tabella 5-30 Carico limite dei pali Φ800 delle torri dissipative in condizioni sismiche.

Φ (mm)	L (m)	Q_{lim}↓ (kN)	Q_{lim}↑ (kN)	A_{long}	H_{lim}↔ (kN)
800	15	2604	920	22 Φ 30	283

Nella seguente tabella si riporta il valore della resistenza di progetto e lo si confronta con il valore dell'azione di progetto.

Tabella 5-31 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi verticali in condizione sismica. Torri dissipative.

Fondazione	R_d (kN)	E_d (kN)	Verifica
15Φ800	39062	1940	POSITIVA

con R_d: resistenza di progetto, E_d: azione di progetto.

Essendo il valore della resistenza di progetto maggiore dell'azione di progetto la verifica è da considerarsi positiva.

Dati i valori particolarmente elevati dei momenti flettenti trasmessi in fondazione in condizione sismica, la verifica per carichi verticali della fondazione è stata approfondita ai singoli pali.

In particolare, ipotizzando una piastra di collegamento in testa ai pali infinitamente rigida è stato calcolato, mediante l'Equazione il carico trasmesso al singolo palo, considerando separatamente l'azione del momento agente intorno all'asse x (meno gravoso) ed intorno all'asse y (più gravoso).

$$Q_i = \frac{N}{n} + \frac{N \cdot e_x + m_{Hy}}{\sum_{j=1}^{n} x_j^2} x_i + \frac{N \cdot e_y + m_{Hx}}{\sum_{j=1}^{n} y_j^2} y_i \qquad [1]$$

con N: carico verticale trasmesso in fondazione, e_x eccentricità della risultante dei carichi in direzione x dovuta al momento agente intorno all'asse y, e_y eccentricità della risultante dei carichi in direzione y dovuta al momento agente intorno all'asse x, m_{Hy}: momento risultante attorno all'asse y per effetto del carico orizzontale agente in direzione x, m_{Hx}: momento risultante attorno all'asse x per effetto del carico orizzontale agente in direzione y, $x_{i,j}$: coordinata x del paloi,j-esimo, $y_{i,j}$: coordinata y del palo i,j-esimo.

I valori dei momenti risultanti agenti attorno ai due assi per effetto delle azioni orizzontali sono stati calcolati facendo riferimento al modello di Matlock and Reese (1956) che risolvono l'equazione differenziale della linea elastica:

$$E_p J_p \frac{d^4 y}{dz^4} + n_h z y = 0 \qquad [2]$$

con E_p: modulo di Young del palo, J_p: modulo d'inerzia del palo, y: spostamento orizzontale, z: ascissa verticale, n_h: coefficiente di reazione orizzontale.

La soluzione è esprimibile in termini di funzioni adimensionali ed in particolare la rotazione è esprimibile come:

$$\theta = A_\theta \frac{H\lambda^2}{E_p J_p} + B_\theta \frac{M\lambda}{E_p J_p} \qquad [3]$$

con H: carico orizzontale, A_θ e B_θ: funzioni della lunghezza del palo e della lunghezza caratteristica λ

in particolare:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4E_p J_p}{k_h d}} \qquad [4]$$

con k_h: coefficiente di reazione orizzontale

$$k_h = n_h \frac{z}{d} \qquad [5]$$

Per un palo impedito di ruotare in testa, il momento flettente può essere calcolato ponendo pari a zero la rotazione, per cui:

$$M(0) = -\frac{A_\theta(0)}{B_\theta(0)} H\lambda = C_M H\lambda \qquad [6]$$

con C_M: funzione del rapporto L/λ (vedi Tabella 5-32)

Tabella 5-32 Valori del coefficiente C_M.

L/λ	2	3	4	≥5
C_M	-1.06	-0.97	-0.93	-0.93

Il valore di n_h è stato assunto pari a 1500kN/m^3 così come suggerito da Matlock and Reese (1956) per le sabbie sciolte immerse.

Di seguito si riportano le tabelle di calcolo dei due momenti in testa ai pali per effetto delle azioni orizzontali:

Tabella 5-33 Tabelle di calcolo dei due momenti in testa ai pali per effetto delle azioni orizzontali.

d (m)	Np	z (m)	n_h (kN/m^3)	k_h (kN/m3)	Ep (GPa)	J_p (m^4)	λ (m)	C_M
0.8	15	5	1500	9375	25	0.02	4.05	-0.93

con k_h: coefficiente di reazione orizzontale medio lungo il fusto

Direzione	H_{TOT} (kN)	M_p (kN m)
X	4000	1004
Y	1750	439

con H_{TOT}: taglio totale agente sul gruppo di pali, M_p: momento in testa al singolo palo per rotazione impedita

Tabella 5-34 Calcolo del carico verticale agente sui singoli pali delle torri dissipative in condizione sismica.

ID	x_i (m)	y_i (m)	Q_{my} (kN)	Q_{mx} (kN)
1	-4.8	1.9	-906	1266
2	-2.9	1.9	-458	1266
3	0	1.9	227	1266
4	2.9	1.9	911	1266
5	4.8	1.9	1359	1266
6	-4.8	0	-906	227
7	-2.9	0	-458	227
8	0	0	227	227
9	2.9	0	911	227
10	4.8	0	1359	227
11	-4.8	-1.9	-906	-813
12	-2.9	-1.9	-458	-813
13	0	-1.9	227	-813
14	2.9	-1.9	911	-813
15	4.8	-1.9	1359	-813

con Q_{mx}: carico verticale sui singoli pali per effetto dell'azione verticale N e del momento agente attorno all'asse x e Q_{my}: carico verticale sui singoli pali per effetto dell'azione verticale N e del momento agente attorno all'asse y.

In Tabella 5-35 si riporta sia per le azioni di compressione che di sfilamento, i valori della resistenza e dell'azione di progetto, quest'ultima intesa come quella massima prevista per ciascuna tipologia. Essendo il valore della resistenza di progetto in ogni caso maggiore dell'azione di progetto, la verifica SLU di ciascun palo rispetto ai carichi verticali è positiva.

Tabella 5-35 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi verticali in condizione sismica dei singoli pali. Torri dissipative.

tipologia di palo	$R_d\downarrow$ (kN)	$E_d\downarrow$ (kN)	Verifica ↓	$R_d\uparrow$ (kN)	$E_d\uparrow$ (kN)	Verifica ↑
Φ800	2604	1359	POSITIVA	920	906	POSITIVA

con $R_d\downarrow$: resistenza a compressione di progetto, $E_d\downarrow$: azione di compressione di progetto, $R_d\uparrow$: resistenza allo sfilamento di progetto, $E_d\uparrow$: azione di trazione di progetto.

La verifica dei pali in condizioni sismiche rispetto ai carichi orizzontali è stata eseguita verificando la disequazione, dove: E_d è il carico orizzontale di progetto ed R_d è il corrispondente valore limite della resistenza.

Il carico limite orizzontale del gruppo di pali è stato calcolato secondo la relazione

$$H_{lim,gruppo} = N_{pali} \cdot H_p \qquad [7]$$

con N_{pali}: numero di pali e H_p: carico limite orizzontale del palo singolo.

In Tabella 5-36 si confronta l'azione di progetto con il valore della resistenza di progetto calcolata secondo la relazione riportata in [1]. Essendo il valore della resistenza di progetto maggiore del corrispondente valore dell'azione di progetto, la verifica in condizioni sismiche per carichi orizzontali è positiva.

Tabella 5-36 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi orizzontali in condizione sismica. Torri dissipative.

Fondazione	R_d (kN)	E_d (kN)	Verifica
15Φ800	4245	4000	POSITIVA

con R_d: resistenza di progetto per carichi orizzontali, $E_d\downarrow$: azione orizzontale di progetto.

5.6 Pensilina land-side

5.6.1.1 Soluzione progettuale

La tettoia land-side è una struttura in acciaio che si estende su tutto il fronte strada dell'aeroporto per 280 m di lunghezza e 7 m di larghezza (Figura 5-15). La struttura è fondata su travi in C.A. di sezione 50cm x 100cm, poggiate alla profondità di 1 m dal piano campagna. L'interasse tra i pilastri è di circa 10 m longitudinalmente e 6 m trasversalmente. L'altezza della tettoia è di circa 4 m.

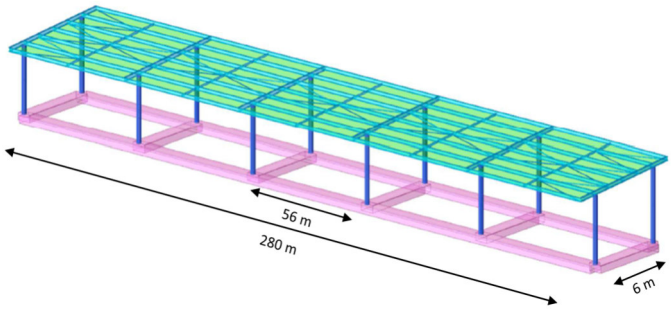


Figura 5-15 Vista tridimensionale della tettoia land-side.

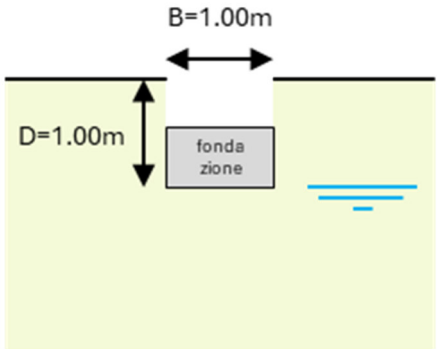


Figura 5-16 Schema geometrico della fondazione.

In Tabella 5-37 si riportano i valori dei carichi unitari verticali agenti in fondazione calcolati per la verifica SLU (valore amplificato per mezzo dei coefficienti parziali di sicurezza) ed SLE.

Tabella 5-37 Valori del carico unitario verticale in condizione statica ultima e di esercizio.

q_{SLU} (kPa)	q_{SLE} (kPa)
9.81	6.87

con q_{SLU}: carico di progetto uniformemente distribuito in fondazione per la verifica SLU e q_{SLE}: carico di progetto uniformemente distribuito in fondazione per la verifica SLE.

5.6.2 Verifica in condizioni statiche

5.6.2.1 Verifica SLU

La verifica SLU in condizione statica nei confronti delle azioni verticali è stata eseguita ai sensi delle NTC 2018 Paragrafo 6.2.4.1 "Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)" verificando che:

$$E_d \leq R_d \qquad [5.24]$$

Nel caso particolare, E_d rappresenta l'azione di progetto, ovvero il carico unitario verticale agente in fondazione amplificato per mezzo dei fattori parziali di sicurezza γ_F, e R_d la resistenza di progetto, ovvero il carico limite del complesso fondazione-terreno, calcolato considerando i parametri meccanici del terreno ridotti per mezzo dei fattori di sicurezza γ_M, e scalato del coefficiente per la resistenza globale del sistema γ_R.

Così come prescritto al Paragrafo 6.4.2.1. "Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)" la verifica al carico limite verticale è stata eseguita adottando la combinazione di coefficienti parziali di sicurezza A1+M1+R3. Si riportano di seguito le tabelle delle NTC contenenti rispettivamente i coefficienti di sicurezza parziali delle azioni, dei parametri geotecnici e per la resistenza globale del sistema.

Tabella 5-38 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab 6.2.I delle NTC 2018).

	Effetto	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti G_2(1)	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Tabella 5-39 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab 6.2.II delle NTC 2018).

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1.0	1.0

Tabella 5-40 Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali (Tab. 6.4.I delle NTC 2018).

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	γ_R=2.3
Scorrimento	γ_R=1.1

Il carico limite verticale della fondazione è stato calcolato mediante la formulazione trinomia di Terzaghi (1943) (Equazione 5.25) ipotizzando un comportamento meccanico del terreno rigido-perfettamente plastico con criterio di rottura alla Mohr Coulomb e con riferimento ad un modello di rottura di tipo generale, fondazione nastriforme, risultante dei carichi verticale e centrata, piano campagna e piano di fondazione orizzontali (Figura 5-17).

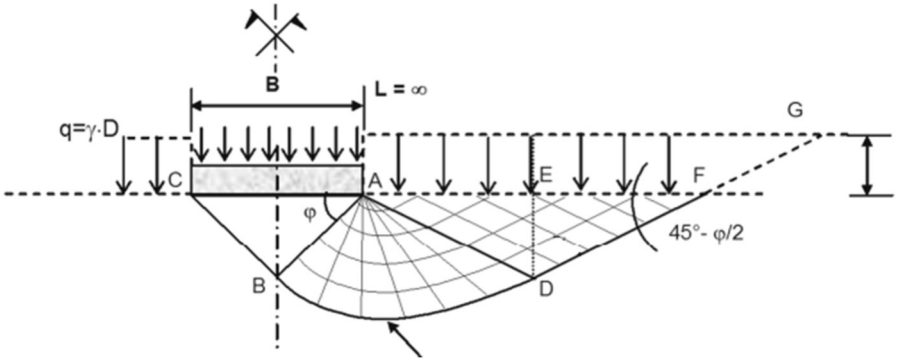


Figura 5-17 Schema di rottura generale per il calcolo della capacità portante della fondazione alla Terzaghi (1943).

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma \cdot B + N_c \cdot c + N_q \cdot q \qquad [5.25]$$

con N_γ, N_c, N_q: fattori di capacità portante funzione dell'angolo d'attrito, γ: peso specifico del terreno, c: coesione e q: sovraccarico laterale.

I fattori di capacità portante sono stati calcolati mediante le relazioni di seguito riportate in Equazione 5.26, Equazione 5.27 e Equazione 5.28.

$$N_q = \frac{1+sen\varphi}{1-sen\varphi} \cdot e^{\pi \cdot tg\varphi} \qquad [5.26]$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg\varphi \qquad [5.27]$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)tg\varphi \qquad [5.28]$$

Si precisa che la serie di coefficienti parziali di sicurezza della famiglia M1 sono unitari, per cui i parametri meccanici del terreno non sono stati ridotti.

In Tabella 5-41 si riporta il calcolo del carico limite della fondazione e si confrontano i valori della resistenza e dell'azione di progetto. Essendo il valore della resistenza di progetto maggiore del corrispondente valore dell'azione, la verifica SLU in condizione statica della fondazione della tettoia land-side è da considerarsi positiva.

Tabella 5-41 Calcolo del carico limite della fondazione e confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi verticali in condizione statica. Tettoia land-side.

ϕ (°)	c (kPa)	N_q	N_C	N_γ	q_{lim} (kPa)	E_d (kPa)	γ_R	R_d (kPa)	Verifica
38	6	48.93	61.35	70.73	1622	10	2.3	705	POSITIVA

Con ϕ: angolo d'attrito, c: coesione, N_q, N_c, N_γ: fattori di capacità portante, q_{lim}: carico limite verticale unitario della fondazione, E_d azione di progetto, γ_R coefficiente parziale di sicurezza ed R_d: resistenza di progetto.

5.6.2.2 Verifica SLE

La verifica SLE è stata eseguita ai sensi delle NTC 2018 Paragrafo 6.2.4.3 "Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)" seguendo il medesimo iter logico descritto al Paragrafo 5.2.2.2.

Nel caso particolare, essendo la fondazione in questione di tipo diretto il cedimento è stato calcolato mediante il metodo di Schmertmann (1978) per cui il cedimento è calcolato sulla base dei risultati delle prove CPT mediante la relazione:

$$w = q \sum_{i=1}^{n} \frac{I_{z,i}}{E_i} \Delta z_i \qquad [5.29]$$

con w: cedimento medio della fondazione, q: carico applicato sulla fondazione, I_{zi}: fattore di forma della funzione di deformazione verticale con la profondità, E_i: rigidezza del terreno dello strato i-esimo, Δz_i: spessore dello strato i-esimo.

con:

$$E_i = 3.5 \cdot q_c \qquad [5.30]$$

con q_c: valore della resistenza alla punta media nello strato i-esimo.

La funzione di forma della deformazione verticale con la profondità è stata calcolata mediante lo schema mostrato in Figura 5-18 per la condizione di deformazione piana (L>>B). In Figura 5-19 si riporta la funzione di forma calibrata per il caso particolare della tettoia land-side.

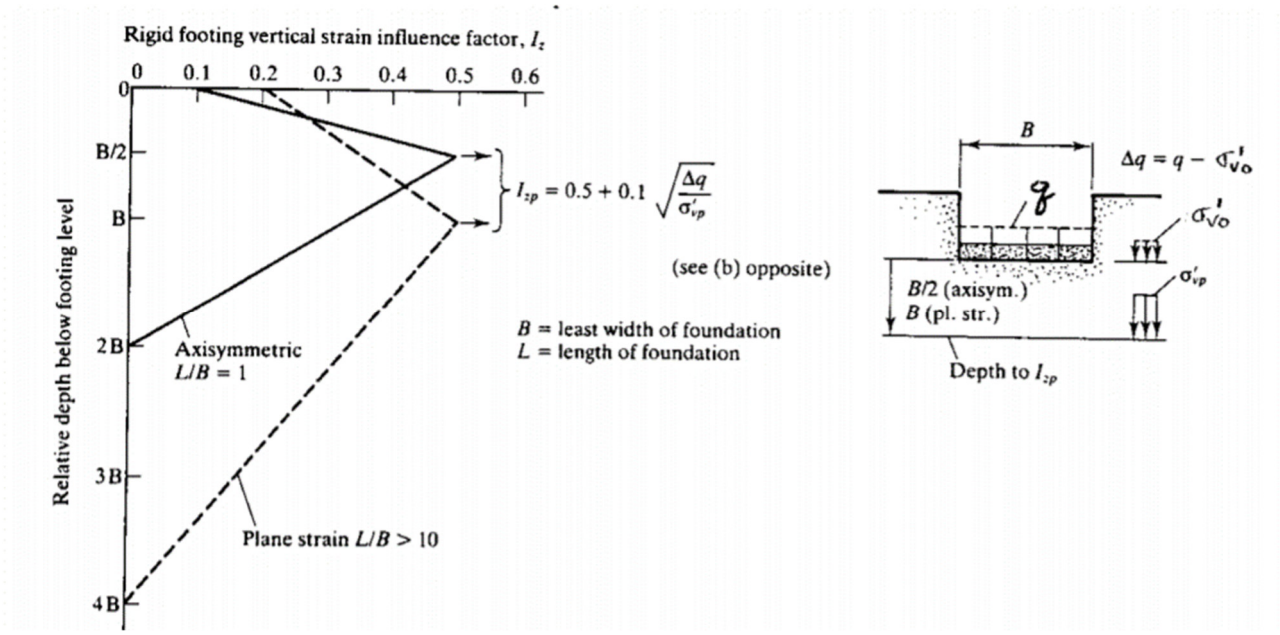


Figura 5-18 Funzione di forma della deformazione verticale di Schmertmann (1978).

Nel calcolo del cedimento sono state considerate le CPTu1, CPTu8 e la CPT1-2012 che sono state eseguite nell'area del corpo di fabbrica in oggetto. In Figura 5-19 e Figura 5-20 si riportano i profili della funzione di forma I_z e resistenza alla punta delle tre CPT considerate nel calcolo dei cedimenti ed il loro valore medio.

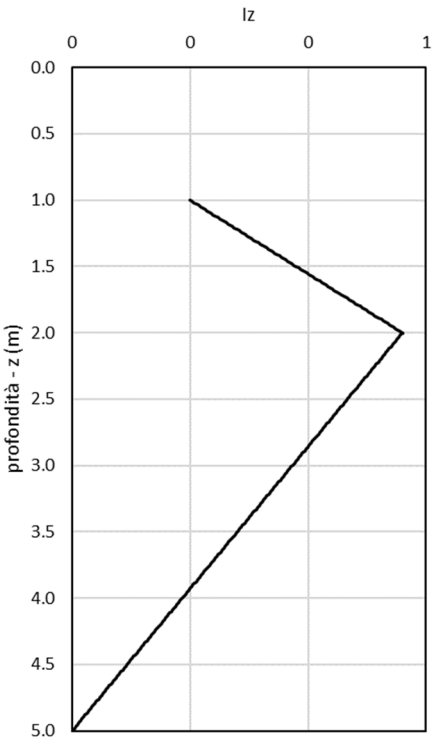


Figura 5-19 Funzione di forma della deformazione verticale per la fondazione della tettoia land-side.

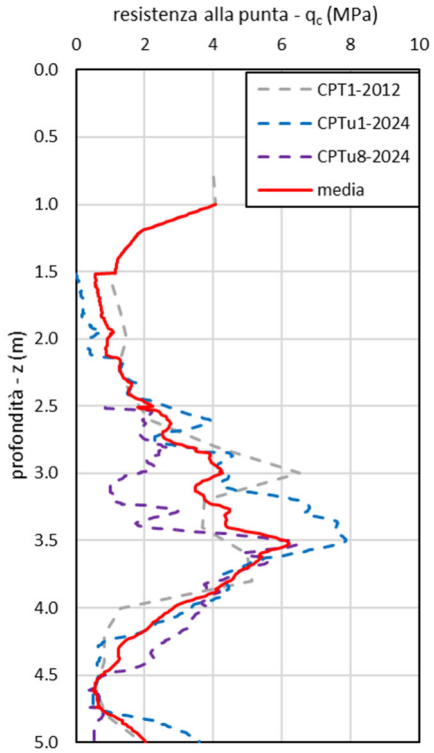


Figura 5-20 Profili della resistenza alla punta delle CPTu1, CPTu8 e della CPT1_2012 con la profondità e corrispondente profilo medio.

In Tabella 5-42 si riporta quindi il cedimento medio della fondazione calcolato mediante il metodo di Schmertmann (1978), il corrispondente valore della distorsione angolare massima attesa stimata mediante la relazione di Viggiani (1977) per le fondazioni nastriformi su terreni coesivi e si confronta quest'ultimo con il valore limite della distorsione angolare (C_d) β_{MAX}=1/500=0.002 così come suggerito dall'Eurocodice e da Viggiani (1993).

Essendo il valore della distorsione massima attesa minore del corrispondente valore limite, la verifica SLE della tettoia land-side è positiva.

Tabella 5-42 Cedimento calcolato e confronto tra il valore di progetto dell'azione, ovvero la distorsione angolare massima ed il corrispondente valore limite per la verifica SLE. Tettoia land-side.

q_{SLE} (kPa)	w (m)	β_{MAX} - E_d	C_d	Verifica
6.87	0.002	0.0001	0.002	POSITIVA

con q_{SLE}: carico uniformemente distribuito di progetto per la verifica SLE, w: cedimento della fondazioneβ_{MAX} - E_d: distorsione angolare massima ovvero l'azione di progetto e C_d: valore limite della distorsione angolare.

5.6.3 Verifica in condizioni sismiche

Essendo i carichi di modesta entità, ed essendo le verifiche in condizioni statiche largamente positive, in condizioni sismiche si è provveduto a calcolare il cedimento tenendo conto del fenomeno della liquefazione ed a verificare che tale valore fosse compatibile con la funzionalità dell'opera.

Questa analisi è stata riportata nell'elaborato "Allegato A - Cedimenti indotti dalla liquefazione" in allegato

alla presente relazione. In particolare, i cedimenti indotti dalla liquefazione sismica sono stati determinati con la metodologia semi-probabilistica di Bullock et al. (2018) che fornisce come risultato la curva di probabilità cumulata dei cedimenti aventi distribuzione log-normale e deviazione standard σ_{ln} pari a 0.67. Ai fini progettuali si ritiene opportuno fare riferimento al cedimento corrispondente al 84° percentile. La struttura è stata modellata considerando una cella elementare composta da 4 pilastri con larghezza in pianta 7 m e lunghezza 56 m. Il calcolo dei cedimenti indotti dalla liquefazione sismica è illustrato in allegato alla presente relazione. Il cedimento indotto dalla liquefazione sismica sulla tettoia land-side è pari a 9.8 mm e risulta dunque perfettamente tollerabile dalla struttura.

5.7 Polo tecnologico – copertura caroselli BHS

5.7.1 Soluzione progettuale

Il corpo di fabbrica BHS consiste in una struttura monopiano in carpenteria metallica a pianta rettangolare di dimensioni 30x40m. La struttura è fondata su platea in calcestruzzo armato dello spessore di 50cm.

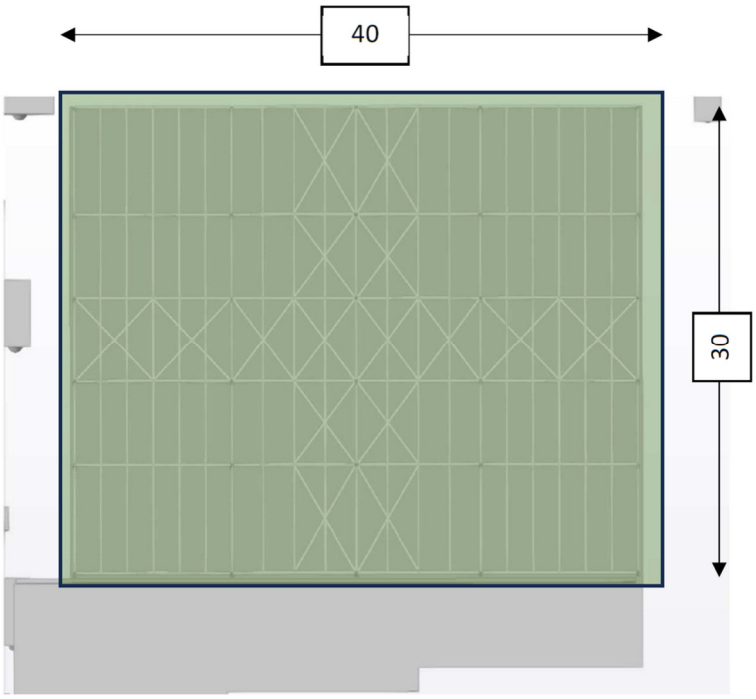


Figura 5-21 Pianta del corpo di fabbrica BHS.

5.7.2 Verifica in condizioni statiche

5.7.2.1 Verifica SLU

La verifica SLU della fondazione è stata eseguita ripercorrendo il medesimo iter descritto al Paragrafo 5.6.2.1 per la fondazione diretta del corpo di fabbrica BHS.

In particolare, trattandosi di una platea di fondazione l'effetto 3D determinato dalle dimensioni in pianta della fondazione paragonabili nelle due direzioni è stato preso in conto mediante i seguenti coefficienti correttivi

$$\zeta_q = 1 + \frac{B}{L} tg\varphi \qquad [5.31]$$

$$\zeta_c = 1 + \frac{B}{L}\frac{N_q}{N_c} \qquad [5.32]$$

$$\zeta_\gamma = 1 - 0.4\frac{B}{L} \qquad [5.33]$$

Per cui la formula del carico limite adottata risulta pari a:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \zeta_\gamma \cdot \gamma \cdot B + N_c \cdot \zeta_c \cdot c + N_q \cdot \zeta_q \cdot q \qquad [5.34]$$

In Tabella 5-43 e Con ϕ: angolo d'attrito, c: coesione, N_q, N_c, N_γ: fattori di capacità portante, ζ_q, ζ_c, ζ_γ: fattori correttivi per la forma della fondazione, q_{lim}: carico limite verticale unitario della fondazione.

Tabella 5-44 si riportano rispettivamente il calcolo del carico limite della fondazione e si confrontano i valori della resistenza e dell'azione di progetto. Essendo il valore della resistenza di progetto maggiore del corrispondente valore dell'azione, la verifica SLU in condizione statica della fondazione del corpo di fabbrica BHS è da considerarsi positiva.

Tabella 5-43 Calcolo del carico limite della fondazione. BHS.

ϕ (°)	c (kPa)	N_q	N_C	N_γ	ζ_q	ζ_C	ζ_γ	q_{lim} (kPa)
38	6	48.93	61.35	70.73	1.59	1.60	0.70	9123

Con ϕ: angolo d'attrito, c: coesione, N_q, N_c, N_γ: fattori di capacità portante, ζ_q, ζ_c, ζ_γ: fattori correttivi per la forma della fondazione, q_{lim}: carico limite verticale unitario della fondazione.

Tabella 5-44 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi verticali in condizione statica. BHS.

E_d (kPa)	γ_R	R_d (kPa)	Verifica
7	2.3	3966	POSITIVA

con: E_d azione di progetto, γ_R coefficiente parziale di sicurezza ed R_d: resistenza di progetto.

5.7.2.2 Verifica SLE

La verifica SLE della fondazione è stata eseguita ripercorrendo il medesimo iter descritto al Paragrafo 5.6.2.2 per la fondazione diretta della tettoia land-side.

Nel calcolo del cedimento sono state considerate le CPTu4 e CPTu5 che sono state eseguite nell'area del corpo di fabbrica in oggetto. In Figura 5-25 e Figura 5-26 si riportano i profili della funzione di forma I_z e della resistenza alla punta delle tre CPT considerate nel calcolo dei cedimenti ed il loro valore medio.

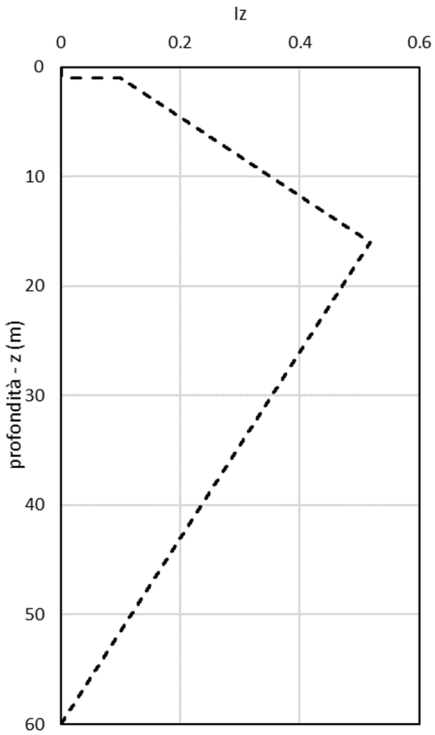


Figura 5-22 Funzione di forma della deformazione verticale per la fondazione del corpo di fabbrica BHS.

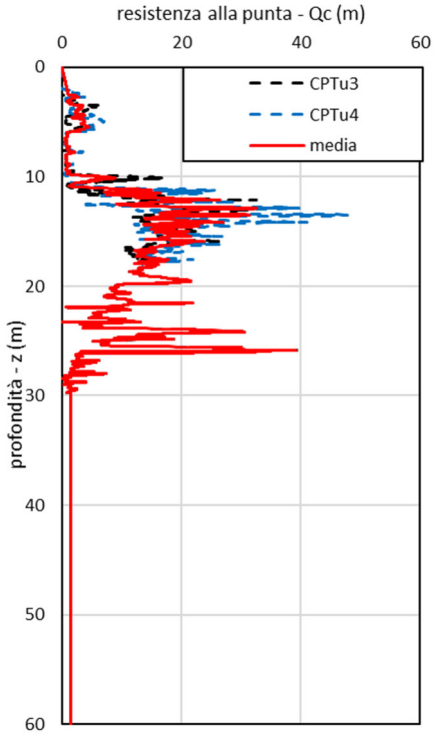


Figura 5-23 Profili della resistenza alla punta delle CPTu5 e CPTu5 con la profondità e corrispondente profilo medio.

In Tabella 5-42 si riporta quindi il cedimento medio della fondazione calcolato mediante il metodo di Schmertmann (1978), il corrispondente valore della distorsione angolare massima attesa stimata mediante la relazione di Viggiani (1977) per le fondazioni nastriformi su terreni coesivi e si confronta quest'ultimo con il valore limite della distorsione angolare (C_d) β_{MAX}=1/500=0.002 così come suggerito dall'Eurocodice e da Viggiani (1993).

Essendo il valore della distorsione massima attesa minore del corrispondente valore limite, la verifica SLE del corpo di fabbrica BHS è positiva.

Tabella 5-45 Cedimento calcolato e confronto tra il valore di progetto dell'azione, ovvero la distorsione angolare massima ed il corrispondente valore limite per la verifica SLE. BHS.

q_{SLE} (kPa)	w (m)	β_{MAX} - E_d	C_d	Verifica
4.91	0.001	0.00055	0.002	POSITIVA

con q_{SLE}: carico uniformemente distribuito di progetto per la verifica SLE, w: cedimento della fondazioneβ_{MAX} - E_d: distorsione angolare massima ovvero l'azione di progetto e C_d: valore limite della distorsione angolare.

5.7.3 Verifica in condizioni sismiche

Essendo i carichi di modesta entità, ed essendo le verifiche in condizioni statiche largamente positive, in condizioni sismiche si è provveduto a calcolare il cedimento tenendo conto del fenomeno della liquefazione ed a verificare che tale valore fosse compatibile con la funzionalità dell'opera.

Questa analisi è stata riportata nell'elaborato "Cedimenti indotti dalla liquefazione" in allegato alla presente

relazione. In particolare, i cedimenti indotti dalla liquefazione sismica sono stati determinati con la metodologia semi-probabilistica di Bullock et al. (2018) che fornisce come risultato la curva di probabilità cumulata dei cedimenti aventi distribuzione log-normale e deviazione standard σ_{ln} pari a 0.67. Ai fini progettuali si ritiene opportuno fare riferimento al cedimento corrispondente al 84° percentile. Il valore del cedimento da liquefazione ottenuto dall'analisi è pari a 13.83mm e risulta perfettamente tollerabile dalla struttura.

5.8 Polo tecnologico – centrale tecnologica

5.8.1 Soluzione progettuale

Il corpo di fabbrica centrale tecnologica consiste in una struttura monopiano in calcestruzzo armato a pianta rettangolare di dimensioni 11x15m. La struttura è fondata su platea in calcestruzzo armato dello spessore di 50cm.

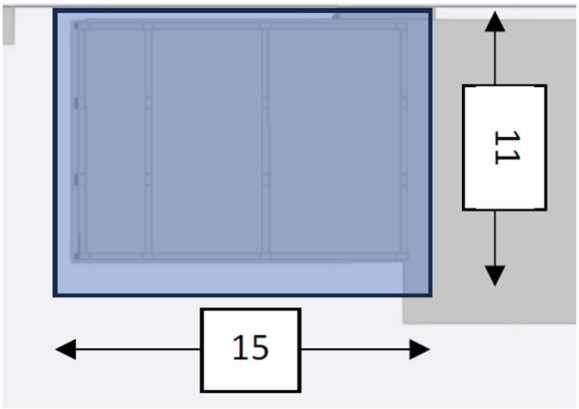


Figura 5-24 Pianta della centrale tecnologica.

5.8.2 Verifica in condizioni statiche

5.8.2.1 Verifica SLU

La verifica SLU della fondazione è stata eseguita ripercorrendo il medesimo iter descritto al Paragrafo 5.7.2.1 per la fondazione diretta della centrale tecnologica.
In Tabella 5-43 e Con ϕ: angolo d'attrito, c: coesione, N_q, N_c, N_γ: fattori di capacità portante, ζ_q, ζ_c, ζ_γ: fattori correttivi per la forma della fondazione, q_{lim}: carico limite verticale unitario della fondazione.

Tabella 5-44 si riportano rispettivamente il calcolo del carico limite della fondazione e si confrontano i valori della resistenza e dell'azione di progetto. Essendo il valore della resistenza di progetto maggiore del corrispondente valore dell'azione, la verifica SLU in condizione statica della fondazione della centrale tecnologica è da considerarsi positiva.

Tabella 5-46 Calcolo del carico limite della fondazione. Centrale tecnologica.

ϕ (°)	c (kPa)	N_q	N_C	N_γ	ζ_q	ζ_C	ζ_γ	q_{lim} (kPa)
38	6	48.93	61.35	70.73	1.57	1.58	0.71	4643

Con ϕ: angolo d'attrito, c: coesione, N_q, N_c, N_γ: fattori di capacità portante, ζ_q, ζ_c, ζ_γ: fattori correttivi per la forma della fondazione, q_{lim}: carico limite verticale unitario della fondazione.

Tabella 5-47 Confronto tra il valore di progetto della resistenza e dell'azione per la verifica SLU a carichi verticali in condizione statica. Centrale tecnologica.

E_d (kPa)	γ_R	R_d (kPa)	Verifica
7	2.3	2019	POSITIVA

con: E_d azione di progetto, γ_R coefficiente parziale di sicurezza ed R_d: resistenza di progetto.

5.8.2.2 Verifica SLE

La verifica SLE della fondazione è stata eseguita ripercorrendo il medesimo iter descritto al Paragrafo 5.6.2.2 per la fondazione diretta della centrale tecnologica.

Nel calcolo del cedimento sono state considerate le CPTu4 e CPTu5 che sono state eseguite nell'area del corpo di fabbrica in oggetto. In Figura 5-25 e Figura 5-26 si riportano i profili della funzione di forma I_z e della resistenza alla punta delle tre CPT considerate nel calcolo dei cedimenti ed il loro valore medio.

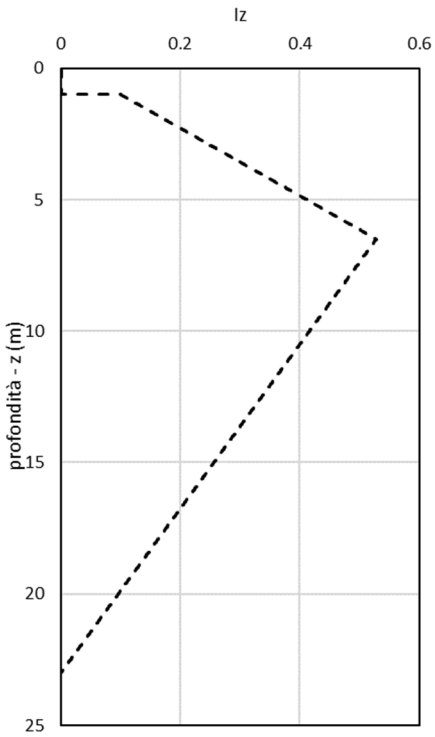


Figura 5-25 Funzione di forma della deformazione verticale per la fondazione del polo tecnologico.

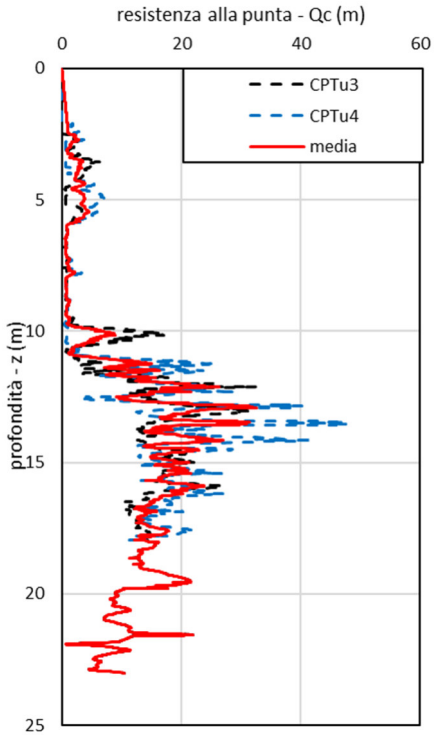


Figura 5-26 Profili della resistenza alla punta delle CPTu5 e CPTu5 con la profondità e corrispondente profilo medio.

In Tabella 5-42 si riporta quindi il cedimento medio della fondazione calcolato mediante il metodo di Schmertmann (1978), il corrispondente valore della distorsione angolare massima attesa stimata mediante la relazione di Viggiani (1977) per le fondazioni nastriformi su terreni coesivi e si confronta quest'ultimo con il valore limite della distorsione angolare (C_d) β_{MAX}=1/500=0.002 così come suggerito dall'Eurocodice e da Viggiani (1993).

Essendo il valore della distorsione massima attesa minore del corrispondente valore limite, la verifica SLE della centrale tecnologica è positiva.

Tabella 5-48 Cedimento calcolato e confronto tra il valore di progetto dell'azione, ovvero la distorsione angolare massima ed il corrispondente valore limite per la verifica SLE. Centrale tecnologica.

q_{SLE} (kPa)	w (m)	β_{MAX}	C_d	Verifica
4.91	0.001	0.0001	0.002	POSITIVA

con q_{SLE}: carico uniformemente distribuito di progetto per la verifica SLE, w: cedimento della fondazioneβ_{MAX} - E_d: distorsione angolare massima ovvero l'azione di progetto e C_d: valore limite della distorsione angolare.

5.8.3 Verifica in condizioni sismiche

Essendo i carichi di modesta entità, ed essendo le verifiche in condizioni statiche largamente positive, in condizioni sismiche si è provveduto a calcolare il cedimento tenendo conto del fenomeno della liquefazione ed a verificare che tale valore fosse compatibile con la funzionalità dell'opera.

Questa analisi è stata riportata nell'elaborato "Cedimenti indotti dalla liquefazione" in allegato alla presente relazione. In particolare, i cedimenti indotti dalla liquefazione sismica sono stati determinati con la metodologia semi-probabilistica di Bullock et al. (2018) che fornisce come risultato la curva di probabilità cumulata dei cedimenti aventi distribuzione log-normale e deviazione standard σ_{ln} pari a 0.67. Ai fini progettuali si ritiene opportuno fare riferimento al cedimento corrispondente al 84° percentile. Il valore del cedimento da liquefazione ottenuto dall'analisi è pari a 19.87mm e risulta perfettamente tollerabile dalla struttura.

6 COSTANTI ELASTICHE PER LE ANALISI STRUTTURALI DEI PALI E DELLE TRAVI DI FONDAZIONE

Il presente capitolo definisce la procedura di calcolo delle costanti elastiche da impiegare per la modellazione dell'interazione terreno struttura dei corpi fabbrica dell'Aeroporto S. Eufemia di Lamezia.

6.1 Costante elastica verticale per le travi rovesce

Adottando una modellazione alla Winkler secondo la nota relazione riportata di seguito, la costante elastica k si ricava applicando la relazione, essendo k1 il valore ottenuto da prove di carico su piastra, B la larghezza della trave e b il lato dell'apparecchiatura della prova su piastra standard pari a 30cm.

$$k = k_1 \left(\frac{B+b}{2B}\right)^2 \qquad [6.1]$$

Il valore di k_1 è stato stimato facendo riferimento a risultati tipici riportati in letteratura sulla base delle caratteristiche meccaniche dei terreni superficiali.

Considerando che per tutti i corpi di fabbrica in progetto i terreni superficiali sono costituiti da sabbie limose si applicano i valori riportati nella seguente Tabella 6-1 (Viggiani, 1999, Tab 9.4).

Tabella 6-1Valori tipici della costante elastica k_1.

Sabbia	Sciolta (N_{SPT}<10)	Med. densa (10<N_{SPT}<30)	densa (N_{SPT}>30)
Non satura (MPa/m)	15	30	175
Satura (MPa/m)	10	30	50

Considerando lo stato di addensamento sciolto e sabbia satura si considera un valore K_1 pari a 10MPa/m.

6.2 Costante elastica verticale per i pali

I valori da adottare per la costante elastica verticale dei pali sono stati calcolati dal rapporto tra il carico di esercizio ed il corrispondente cedimento verticale. I valori delle costanti elastiche ottenuti per i differenti diametri sono riportati nella seguente tabella.

Tabella 6-2 Costante elastica per i pali in progetto.

ϕ (mm)	L (m)	k_v (kN/m)
800	15	74000
1000	15	87800
1200	15	102042

6.3 Costante elastica orizzontale per i pali

I valori della costante elastica orizzontale per i pali sono stati calcolati applicando le formulazioni di Matlock and Reese (1956).

Per i terreni incoerenti e coesivi normalconsolidati o leggermente sovraconsolidati in esame, la legge di variazione della costante elastica orizzontale con la profondità è la seguente:

$$k_h = n_h \frac{z}{d} \qquad [6.2]$$

con n_h: coefficiente caratteristico del terreno, z: profondità e d: diametro del palo.

I valori del coefficiente n_h sono stati stimati facendo riferimento ai valori tipici riportati in letteratura sulla base delle caratteristiche meccaniche dei terreni presenti in stratigrafia.

Tabella 6-3 Valori tipici della costante n_h per i terreni incoerenti.

Sabbia	Sciolta (N_{SPT}<10)	Med. densa (10<N_{SPT}<30)	densa (N_{SPT}>30)
Non satura (MPa/m)	2.5	7.5	20
Satura (MPa/m)	1.5	5	12

Tabella 6-4 Valori tipici della costante n_h per i terreni coesivi normalconsolidati.

Tipo di terreno	N_h (MPa/m)
Argilla N.C. o lievemente O.C.	0.2÷3.5
Argilla N.C.	0.1÷1.0

Considerando lo stato di addensamento sciolto e la condizione di sabbie immerse si determina per i terreni incoerenti un valore del coefficiente k_1 pari a 1.5MPa/m.

Considerando che le argille in situ risultano essere normalconsolidate o comunque lievemente sovraconsolidate si stima per i terreni coesivi un valore del coefficiente k_1 pari a 1.0MPa/m.

Inoltre, per i plinti fondati su gruppo di pali, bisogna tener conto dell'effetto di gruppo riducendo il valore di k_h mediante le seguenti correlazioni:

$k_{h,g} = 0.5 \cdot k_h$ per gruppi da N.2 pali [6.3]

$k_{h,g} = 0.33 \cdot k_h$ per gruppi da N.3-4 pali [6.4]

$k_{h,g} = 0.25 \cdot k_h$ per gruppi da N.5 o più pali [6.5]

Nei paragrafi seguenti si identifica sulla base delle prove CPT eseguite per ogni corpo di fabbrica fondato su pali (terminal partenze, tettoia air-side e torri dissipative) la stratigrafia rappresentativa del sottosuolo su cui eseguire la modellazione e si calcola per ciascuno strato il valore del coefficiente elastico orizzontale k_h.

6.3.1 Terminal partenze

Si riporta nella seguente Tabella 6-5 il profilo di sottosuolo dedotto dalla prova CPTu1 e si riporta per ciascuno strato il valore della profondità media z_m, del coefficiente orizzontale n_h ed il coefficiente elastico orizzontale k_h per i pali del diametro ϕ800 e ϕ1000mm calcolato tenendo conto dell'effetto di gruppo (plinti su N.4 pali).

N.B. Per le analisi in condizione sismica i valori del coefficiente k_h delle sabbie limose, sino alla profondità z=12.0m dal piano campagna, vanno posti pari a 0.

Tabella 6-5 Coefficienti elastici orizzontali k_h calcolati sulla base della stratigrafia del terminal partenze.

							d (m)	d (m)	G
CPTu1							0.8	1.0	0.33
z_{up} (m)	z_{dw} (m)	h (m)	terreno	liquefazione	n_h (MPa/m)	z_m (m)	k_h (MPa/m)	k_h (MPa/m)	
0.0	1.5	1.50	SL	SI	1.5	0.75	0.46	0.37	
1.5	2.0	0.5	LA	NO	1.0	1.75	0.72	0.58	
2.0	4.1	2.1	SL	SI	1.5	3.05	1.89	1.51	
4.1	4.8	0.7	LA	NO	1.0	4.45	1.84	1.47	
4.8	5.8	1.0	SL	SI	1.5	5.30	3.28	2.62	
5.8	7.8	2.0	LA	NO	1.0	6.80	2.81	2.24	
7.8	8.7	0.9	SL	SI	1.5	8.25	5.10	4.08	
8.7	10.5	1.8	LA	NO	1.0	9.60	3.96	3.17	
10.5	24.0	13.5	SL	SI	1.5	17.25	10.67	8.54	

Con z_{up}: profondità del tetto dello strato, z_{dw}: profondità del letto dello strato, h: spessore dello strato, tipo di terreno LA: limo argilloso, tipo di terreno SL: sabbia limosa, n_h: coefficiente orizzontale, z_m: profondità media dello strato, k_h: coefficiente elastico orizzontale, d: diametro del palo, G: coefficiente di gruppo.

6.3.2 Tettoie air-side

Si riporta nella seguente Tabella 6-6 il profilo di sottosuolo dedotto dalla prova CPT2_2012 e si riporta per ciascuno strato il valore della profondità media z_m, del coefficiente orizzontale n_h ed il coefficiente elastico orizzontale k_h per i pali del diametro ϕ1000mm calcolato tenendo in conto che ciascun plinto è fondato su palo singolo.

N.B. Per le analisi in condizione sismica i valori del coefficiente k_h delle sabbie limose, sino alla profondità z=12.0m dal piano campagna, vanno posti pari a 0.

Tabella 6-6 Coefficienti elastici orizzontali k_h calcolati sulla base della stratigrafia della tettoia air-side.

CPT2_2012							d (m) 1.0	G 1
z_{up} (m)	z_{dw} (m)	h (m)	terreno	liquefazione	n_h (MPa/m)	z_m (m)	k_h (MPa/m)	
0.00	2.40	2.40	SL	SI	1.5	1.20	1.80	
2.4	4.4	2.0	SL	SI	1.5	3.40	5.10	
4.4	5.5	1.1	LA	NO	1.0	4.95	4.95	
5.5	7.2	1.7	SL	SI	1.5	6.35	9.53	
7.2	11.5	4.3	LA	NO	1.0	9.35	9.35	
11.5	12.3	0.8	SL	SI	1.5	11.90	17.85	
12.3	12.8	0.5	LA	NO	1.0	12.55	12.55	
12.8	29.5	16.7	SL	SI	1.5	21.15	31.73	

Con z_{up}: profondità del tetto dello strato, z_{dw}: profondità del letto dello strato, h: spessore dello strato, tipo di terreno LA: limo argilloso, tipo di terreno SL: sabbia limosa, n_h: coefficiente orizzontale, z_m: profondità media dello strato, k_h: coefficiente elastico orizzontale, ϕ: diametro del palo, G: coefficiente di gruppo.

6.3.3 Torri dissipative

Si riporta nella seguente Tabella 6-7 il profilo di sottosuolo dedotto dalla prova CPT2_2012 e si riporta per ciascuno strato il valore della profondità media z_m, del coefficiente orizzontale n_h ed il coefficiente elastico orizzontale k_h per i pali del diametro ϕ800 e ϕ1200mm calcolato tenendo conto dell'effetto di gruppo (N.12 pali).

N.B. Per le analisi in condizione sismica i valori del coefficiente k_h delle sabbie limose, sino alla profondità z=12.0m dal piano campagna, vanno posti pari a 0.

Tabella 6-7 Coefficienti elastici orizzontali k_h calcolati sulla base della stratigrafia delle torri dissipative.

CPT2_2012							d (m) 0.8	d (m) 1.2	G 0.25
z_{up} (m)	z_{dw} (m)	h (m)	terreno	liquefazione	n_h (MPa/m)	z_m (m)	k_h (MPa/m)	k_h (MPa/m)	
0.00	2.40	2.40	-	SI	1.5	1.20	0.56	0.38	
2.4	4.4	2.0	SL	SI	1.5	3.40	1.59	1.06	
4.4	5.5	1.1	LA	NO	1.0	4.95	1.55	1.03	
5.5	7.2	1.7	SL	SI	1.5	6.35	2.98	1.98	
7.2	11.5	4.3	LA	NO	1.0	9.35	2.92	1.95	
11.5	12.3	0.8	SL	SI	1.5	11.90	5.58	3.72	
12.3	12.8	0.5	LA	NO	1.0	12.55	3.92	2.61	
12.8	29.5	16.7	SL	SI	1.5	21.15	9.91	6.61	

Con z_{up}: profondità del tetto dello strato, z_{dw}: profondità del letto dello strato, h: spessore dello strato, tipo di terreno LA: limo argilloso, tipo di terreno SL: sabbia limosa, n_h: coefficiente orizzontale, z_m: profondità media dello strato, k_h: coefficiente elastico orizzontale, d: diametro del palo, G: coefficiente di gruppo.

7 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Boulanger, R. W., and Idriss, I. M. (2014). "CPT and SPT based liquefaction triggering procedures." Report No. UCD/CGM-14/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California Davis, California

Matlock, M.M. and Reese, L.C. (1956) Non-dimensional solutions for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth, Proceedings of the Eighth Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Special Publication No. 29, University of Texas, Austin, TX

Robertson, P.K., 1990. Soil classification using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, 27(1): 151-158.

Robertson, P.K., 2009a. Interpretation of cone penetration tests – a unified approach. Canadian Geotechnical Journal, 46:1337-1355.

Sonmez, H. Modification of the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol,Turkey). Env Geol 44, 862–871 (2003). https://doi.org/10.1007/s00254-003-0831-0

Viggiani C. (1993); Fondazioni. Hevelius.

Viggiani, C., Mandolini, A., & Russo, G. (2014). *Piles and pile foundations*. CRC Press.